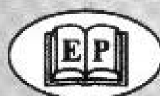
Daniel DAN *Silviu SECULA*

Luminița FEKETE-NAGY

CONSTRUCȚII CIVILE

ELEMENTE DE PROIECTARE



EDITURA POLITEHNICA

Colecția "STUDENT"

CONSTRUCȚII CIVILE

ELEMENTE DE PROIECTARE

Ediția a II - a

Având un conținut bogat de formule și tabele actualizate în conformitate cu standardele românești în vigoare, lucrarea de față vine în sprijinul studenților, doctoranzilor, subinginerilor și inginerilor implicați în activități de proiectare.

Cartea are o valoare științifică ridicată iar tipărirea sa are menirea să ofere cititorilor cunoștințele teoretice necesare efectuării unei proiectări de calitate superioară.

Referent științific: Prof.dr.ing. Valeriu STOIAN

Descrierea CIP a Bibliotecii Naționale
DAN, DANIEL
Construcții civile: elemente de proiectare / asist..ing. Dan Daniel, asist.ing. Silviu Secula, asist.ing. Luminița Fekete-Nagy - Timișoara: Editura Politehnica, 2001
300 p. ; 24 cm. - (Student)
Bibliogr.
ISBN 973-8247-48-9

I. Secula, Silviu
II. Fekete-Nagy, Luminița

624

Asist. ing. Daniel Dan

Asist. ing. Silviu Secula

Asist.ing. Luminița Fekete-Nagy

CONSTRUCȚII CIVILE

ELEMENTE DE PROIECTARE

Colecția "STUDENT"

EDITURA POLITEHNICA
TIMIȘOARA - 2001

EDITURA POLITEHNICA
Bv. Republicii nr. 9
1900 Timişoara, România

Tel. 056/293.570
Fax 056/190.321

Consilier editorial: Prof.dr.ing. Sabin IONEL

Bun de imprimat: 30.10.2001
Coli de tipar: 19
C.Z.U. 624
ISBN 973 - 8247 - 48 - 9

Tiparul executat sub comanda nr. 288
la Centrul de Multiplicare al Universităţii "Politehnica" din Timişoara

PREFAȚĂ

Activitatea de proiectare în construcții presupune asigurarea unui nivel calitativ conform cu toate reglementările în vigoare.

Lucrările de proiectare desfășurate de colectivele de specialitate trebuie să corespundă standardelor în vigoare și implicit unui sistem al calității impus în birourile de proiectare. Lucrarea prezintă modul de alcătuire a unui proiect conform standardelor în vigoare din faza de concept până în faza de proiect tehnic și D.D.E.

Cartea de față vine în sprijinul studenților, doctoranzilor, subinginerilor și inginerilor implicați în activități de proiectare. Pentru o proiectare cât mai corectă dar totodată sigură și economică se dau explicații complete cu comentarii și exemple de calcul.

Structurată pe zece capitole distincte lucrarea prezintă fazele de abordare a unui proiect, de la concepție la execuție. Elaborarea lucrării s-a făcut după ultimile detalii furnizate de standarde, normative și legi, precum și după indicațiile literaturii de specialitate moderne.

Lucrarea cuprinde două părți principale:

- elementele necesare elaborării planurilor de arhitectură (reprezentări, detalii dotări);
- elementele necesare alcătuirii și proiectării elementelor de construcții (acoperișuri, planșee, scări, pereți, fundații etc).

Pentru unele dintre elementele prezentate sunt precizate în paralel, pe lângă metodele curente de proiectare, aflate la îndemâna oricărui proiectant și metode moderne de proiectare asistate de calculator.

Ultimul capitol abordează problema autorizării construcțiilor conform reglementărilor în vigoare la data redactării și oferă toate detaliile necesare privind documentațiile ce trebuie întocmite pentru autorizarea lucrărilor de construcții.

Autorii aduc mulțumirile lor tuturor celor care i-au sfătuit sau ajutat la întocmirea materialului și sunt recunoscători celor care vor binevoi să studieze cu atenție acest material și să contribuie la îmbunătățirea lui.

Timișoara,
Septembrie 2001

Autorii

CUPRINS

PREFAȚĂ 5

CUPRINS 7

CAP.1 INTRODUCERE
1.1 Principii de bază în proiectare 9
1.2 Elemente de proiectare funcțională a construcțiilor civile 9
1.3 Noțiuni despre desen 13

CAP.2 ÎNTOCMIREA PLANȘELOR DE ARHITECTURĂ
2.1 Planuri orizontale 19
2.2 Secțiuni verticale 31
2.3 Fațade 34
2.4 Plan acoperiș 35
2.5 Plan de situație 37

CAP.3 ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII
3.1 Generalități 39
3.2 Încărcări permanente 42
3.3 Încărcări utile 54
3.4 Încărcări date de pereții despărțitori 56
3.5 Încărcări din zăpadă 58
3.6 Încărcări din vânt 63

CAP.4 ACOPERIȘURI TIP ȘARPANTE DIN LEMN
4.1 Generalități 70
4.2 Învelitori. Pantele învelitorilor 70
4.3 Soluții constructive pentru șarpante 74
4.4 Elementele componente ale șarpantelor. Materialul lemnos și caracteristicile acestuia 90
4.5 Șarpante din lemn. Plan învelitoare. Plan șarpantă 97
4.6 Prevederi generale pentru calculul elementelor din lemn 100
4.7 Calculul elementelor componente ale șarpantelor 112
4.8 Exemplu de calcul și alcătuire a unei șarpante din lemn 124

CAP. 5 PLANȘEE CURENTE DIN PLĂCI ȘI GRINZI DE BETON ARMAT
5.1 Introducere 138
5.2 Prevederi generale 139
5.3 Calculul static 143
5.4 Determinarea ariilor de armătură în secțiunile caracteristice 156
5.5 Exemplu de calcul și alcătuire a unui planșeu 168

CAP. 6 SCĂRI DE BETON ARMAT MONOLIT
6.1 Generalități 185
6.2 Calculul scărilor 188

CAP. 7 ALCĂTUIREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE
7.1 Prevederi generale de alcătuire 193
7.2 Alcătuirea pereților din zidărie portantă 198
7.3 Alcătuirea pereților neportanți din zidărie 210
7.4 Verificarea structurilor din zidărie portantă la încărcări gravitaționale 212
7.5 Exemplu de verificare a pereților din zidărie la sarcini gravitaționale 220

CAP. 8 ELEMENTE DE PROIECTARE A FUNDAȚIILOR
8.1 Elemente generale de calcul și proiectare a fundațiilor 231
8.2 Calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale 236
8.3 Fundații continue din beton simplu 240
8.4 Fundații izolate din beton și beton armat 249
8.5 Exemplu de dimensionare a unei fundații continue sub ziduri 256

CAP. 9 DETALII DE EXECUȚIE
9.1 Detalii de pardoseli 261
9.2 Detalii de finisaje la trepte de beton 270
9.3 Detalii de hidroizolații la elemente de construcții 271

CAP. 10 AUTORIZAREA CONSTRUCȚIILOR
10.1 Prevederi legale privind autorizarea construcțiilor 276
10.2 Conținutul cadru al proiectului pentru autorizarea lucrărilor de construcții 279

BIBLIOGRAFIE 298

CAP 1. INTRODUCERE

1.1 PRINCIPII DE BAZĂ ÎN PROIECTARE

Materializarea concepției despre o construcție de orice fel, constă în elaborarea unui "proiect" pentru aceasta, adică a unui ansamblu de piese scrise și desenate, pe baza cărora construcția se poate executa în condiții care să-i asigure rezistență, stabilitate, durabilitate și siguranță în exploatare, o bună funcționalitate, aspect arhitectural corespunzător, un înalt grad de utilitate economică și socială.

Construcția proiectată trebuie să creeze condiții normale de muncă și viață pentru cei care o folosesc, să răspundă pe deplin scopului pentru care a fost realizată.

Prin proiectare trebuie să se evite supradimensionările, să se reducă la strictul necesar suprafețele și volumele construite, să se asigure utilizarea eficientă a resurselor materiale și de forță de muncă în execuție, să se adopte soluții arhitecturale care să conducă la structuri de rezistență ordonate și omogene.

1.2 ELEMENTE DE PROIECTARE FUNCȚIONALĂ A CONSTRUCȚIILOR CIVILE

La proiectarea construcțiilor civile este important să se țină seama de o serie de cerințe funcționale și tehnice. Dintre acestea cele mai importante sunt:

- cerințe psiho-fiziologice – acustica, higrotermica, iluminatul, puritatea aerului, radiațiile, estetica, ambianța socială, siguranța la acțiuni mecanice, protecție contra incendiilor, accesul la căile de comunicații;
- cerințe sociologice – adaptarea spațiului de locuit și ansamblului construcției la viața individului și a familiei, sau în interesul colectivității;
- cerințe economico-organizatorice – cost – indici tehnico-economici;
- cerințe tehnice – durabilitate, rezistență, stabilitate, uzură.

Iluminarea naturală a clădirilor se asigură prin ferestre și luminatoare amplasate în pereți sau acoperișuri și depinde de anotimp, ora din zi, orientarea față de punctele cardinale, mărimea și caracteristicilor constructive ale ferestrelor și distanța dintre clădirile învecinate.

Orientarea clădirii față de punctele cardinale este deosebit de importantă pentru obținerea unui nivel de intensitate a iluminării naturale (lumina de zi), cât mai favorabil diverselor activități umane.

La latitudinea țării noastre, estul este caracterizat prin dimineți puternic însorite, aproape în tot timpul anului, cu încălzire plăcută vara, dar cu cea mai mare răcire iarna; sudul reprezintă orientarea cea mai bună pentru principalele încăperi ale unei clădiri, deoarece soarele este vara, la prânz cel mai sus pe cer, favorizând în general o însorire îndelungată; vestul este caracterizat printr-o însorire agresivă în orele după-amiezii, iar

la nord soarele nu pătrunde niciodată în încăperi, lumina fiind din această cauză uniformă în tot cursul anului, iar temperatura mai scăzută în general.

Pornind de la aceste caracteristici orientarea optimă a încăperilor clădirilor de locuit este următoarea:

- direcţia SE (sud-est) – dormitoare, camere de lucru, sufragerie, birouri;
- direcţia SV (sud-vest) – joc copii, sala de mese, camera de zi, sală de lectură;
- direcţia NE (nord-est) – ateliere, depozite, bucătării, anexe pentru prepararea hranei;
- direcţia NV (nord-vest) – intrări, vestibule, degajamente, circulaţie, baie, grupuri sanitare, spălătorie, garaj.

La clădirile civile, la încăperile la care se apreciază că iluminarea nu este riguros legată de destinaţia încăperii, dimensionarea golurilor de lumină (ferestre, uşi, uşi balcon) se poate face pe baza raportului dintre suprafaţa golurilor ferestrelor şi suprafaţa pardoselii încăperii conform tabelului 1.1.

Tabelul 1.1

Destinaţia încăperilor la clădirile de locuit	Raportul dintre suprafaţa golurilor ferestrelor şi suprafaţa pardoselii încăperii
- camere de zi şi dormitoare	1/6 ... 1/8
- băi, bucătării, spălătorii şi uscătorii	1/8 ... 1/10
- casa scărilor	1/10 ... 1/14

În cazul locuinţelor unifamiliale, amplasate în clădiri cu suprafaţă construită relativ mică şi regim de înălţime redus (parter sau parter şi etaj), se recomandă ca încăperile să fie orientate astfel încât să aibă însorire maximă.

În figura 1.2 este prezentat un exemplu de schemă funcţională a unei locuinţe unifamiliale.

Pentru o locuinţă unifamilială componentele uzuale sunt următoarele:

- camera de zi – are o serie de funcţiuni legate de viaţa familială (cameră de lucru, alimentaţie, odihnă, lectură); camera de zi se poate completa cu un balcon sau logie;
- dormitorul – este încăperea care asigură odihna locatarilor. Suprafaţa recomandată pentru un dormitor este de 14 - 16m^2;

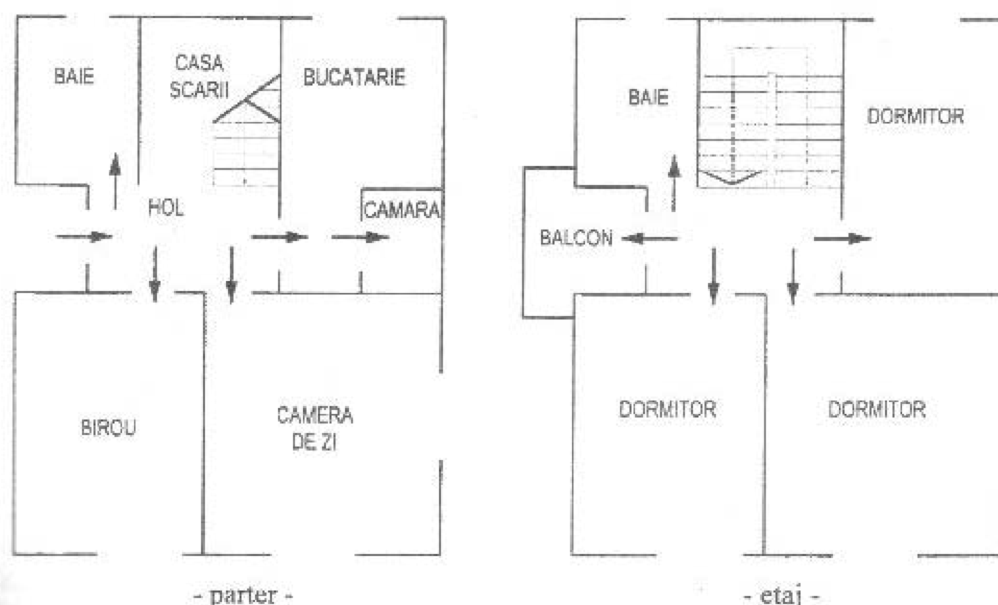


Figura 1.2 – Schema funcţională a unei locuinţe unifamiliale P+1E

- baia (grupul sanitar) – trebuie să fie dotată cu cadă de baie, lavoar (chiuvetă), vas de closet şi accesoriile necesare; dimensiunile băii se obţin prin amplasarea obiectelor sanitare în diferite poziţii ţinând cont de distanţele minime admise între ele [30].

Suprafaţa recomandată pentru o baie este de 6 m^2.

Băile pot fi ventilate direct prin ferestre sau indirect prin canale de ventilaţie.

- bucătăria – este destinată pentru pregătirea hranei şi uneori pentru servirea mesei în familie. Bucătăria este dotată obligatoriu cu chiuvetă de bucătărie sau spălător de vase,
maşină de gătit, dulap pentru veselă, masă etc. Suprafaţa recomandată pentru bucătărie este de 8 –10 m^2;

- cămara - este un spaţiu de depozitare care se amplasează în bucătărie sau în imediata vecinătate a acesteia;

- holurile, vestibulurile, sasurile – sunt spaţii de circulaţie dimensionate din condiţia de circulaţie comodă şi de manevrare a mobilierului.

Distanţele minime pe orizontală de amplasare a obiectelor sanitare în băi şi bucătării sunt prezentate în tabelul 1.2.

Tabelul 1.2

Distanța se măsoară		Distanțe minime [mm]		Observații, schemă
de la	până la	fără spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	cu spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	
- axa lavoarului	- perete lateral	450	1050	
	- axa altui lavoar	700	-	
	- fața frontală a lavoarului de pe alt perete	a = 50 b = 1000	-	
				Pentru $a > 1000$, $c \geq 450$
- fața laterală a lavoarului	- fața frontală a closetului sau bideului	$c > 600$ a = 400	-	
- fața frontală a lavoarului	- fața laterală a closetului sau bideului	d = 240…0,4 c pt. c = 0… 600 d = 500 $c < 600$	-	
- fața frontală a lavoarului	- peretele opus	600	1100	
	- fața frontală a altui lavoar	e = 1200	e = 1200	
	- fața frontală a closetului sau bideului	f = 500	-	
- fața laterală a lavoarului	- axa closetului sau bideului	400	-	
- buza căzii de duș	- perete	0	a = 600	

Distanța se măsoară		Distanțe minime [mm]		Observații, schemă
de la	până la	fără spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	cu spațiu de circulație pe lângă persoana care folosește obiectul sanitar	
- buza căzii de duș	-fața frontală a lavoarului	b = 500	-	
	- fața frontală a closetului, bideului	c = 400	-	
	- axa closetului sau bideului	d = 300	-	
- axa căzii de duș	- perete (la cabine individuale)	450	-	
- fața laterală a chiuvetei	- mașina de gătit	b = 350	-	
- axa chiuvetei sau spălătorului	- perete	c = 400		
- fața frontală a spălătorului sau chiuvetei	- perete sau mobilier	d = 600	1100	

1.3 NOȚIUNI DESPRE DESEN

Formate pentru desen

Pentru executarea desenlor de constucții se utilizeză formate standardizate [47], conform tabelului 1.3 în care sunt trecute și dimensiunile chenarului.

În cazul în care nu se poate folosi unul din formatele standard din cauza dimensiunilor mari ale clădirii ce se proiectează se admite folosirea unor formate prelungite denumite formate alungite speciale și formate alungite excepționale.

Tabelul 1.3

Simbol Format	Dimensiunile formatului [mm]	Distanța între chenar și marginea formatului	
		La latura de îndosariere	La celelalte laturi
A0	841 x 1189	20	5
A1	594 x 841	20	5
A2	420 x 594	20	5
A3	297 x 420	20	5
A4	210 x 297	20	5

Formatele alungite speciale sunt formate de preferința a doua, obținute prin alungirea dimensiunii de bază astfel încât lungimea formatului alungit să fie multiplu întreg de lățimea formatului de bază ales. În tabelul 1.4 sunt prezentate câteva formate alungite speciale.

Tabelul 1.4

Simbol format alungit	Dimensiunile formatului [mm]
A3 x 3	420 x 891
A3 x 4	420 x 1189
A4 x 3	297 x 630
A4 x 4	297 x 841
A4 x 5	297 x 1051

Formatele alungite excepționale sunt formate de preferința a treia, obținute prin alungirea dimensiunii de bază astfel încât lungimea formatului alungit să fie multiplu întreg de lățimea formatului de bază ales. În tabelul 1.5 sunt prezentate câteva formate alungite excepționale.

Tabelul 1.5

Simbol format alungit excepțional	Dimensiunile formatului [mm]
A0 x 2	1189 x 1682
A0 x 3	1189 x 2523
A1 x 3	841 x 1783
A1 x 4	841 x 2378
A2 x 3	594 x 1261
A2 x 4	594 x 1682
A2 x 5	594 x 2102

A3 x 5	420 x 1486
A3 x 6	420 x 1783
A3 x 7	420 x 2080
A4 x 6	297 x 1261
A4 x 7	297 x 1471
A4 x 8	297 x 1682
A4 x 9	297 x 1892

Scări pentru desen

Scara este raportul între dimensiunea liniară a reprezentării unui segment al unui obiect pe un desen original şi dimensiunea liniară reală a segmentului corespunzător obiectului însuşi. Acest raport se exprimă sub forma 1 : 1, 1 : X , X : 1.

După cum se observă acestea sunt de trei tipuri: de mărire, de mărime naturală şi de micşorare. Scările de reprezentare uzuale utilizate în desenul tehnic pentru construcţii sunt prezentate în tabelul 1.6.

Tabelul 1.6

Scări de mărire	50 : 1 5 : 1	20 : 1 2 : 1	10 : 1
Scară de mărime naturală	1 : 1		
Scări de micşorare	1 : 2 1 : 20 1 : 200 1 : 2000	1 : 5 1 : 50 1 : 500 1 : 5000	1 : 10 1 : 100 1 : 1000 1 : 10000

În cazuri justficate şi numai dacă este necesar se pot folosi şi scările rezultate din cele indicate în tabel prin înmulţirea cu 10^n (n=1,2,3...) a numărătorului (în cazul scărilor de mărire) sau numitorului (în cazul scărilor de micşorare).

Scara desenului se alege funcţie de complexitatea şi dimensiunile obiectivului de reprezentat şi de destinaţia desenului respectiv. Ea trebuie să fie suficient de mare pentru a permite interpretarea corectă a datelor furnizate de desenul respectiv. Scara şi dimensiunile obiectului de reprezentat influenţează alegerea formatului de desen. Scara desenului se înscrie în indicator la rubrica corespunzătoare.

În cazul în care pe un desen sunt utilizate mai multe scări de reprezentare, scara fiecărei reprezentări se indică lângă sau sub notarea reprezentării respective.

Indicatorul pentru desen

Indicatorul desenului de construcţii are forma dreptunghiulară şi este amplasat în colţul din dreapta jos al planşei, alipit de chenar, cu latura lungă paralelă cu baza formatului, completat cu datele necesare identificării desenului [30].

Indicatorul are trei mărimi:

- indicator mare (figura 1.3), folosit la desenele în format mai mare decât A3;
- indicatorul mic (figura 1.4), folosit la desenele în format ≤ A3;
- indicatorul îngust (figura 1.5), folosit la desenele proiectelor şi detaliilor tip care se multiplică şi prin tipar.

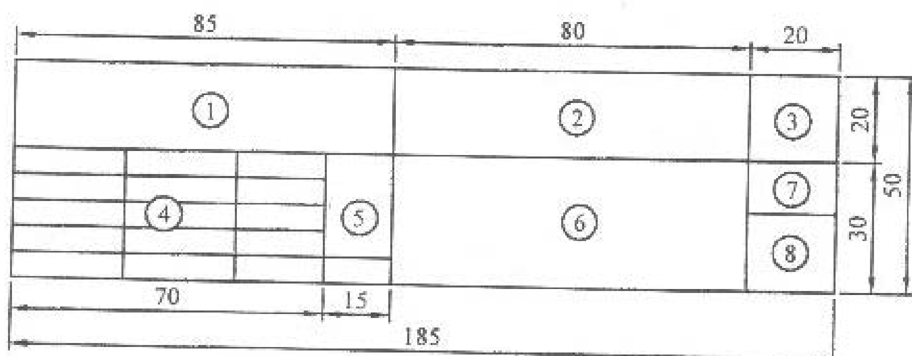


Figura 1.3 – Indicatorul mare

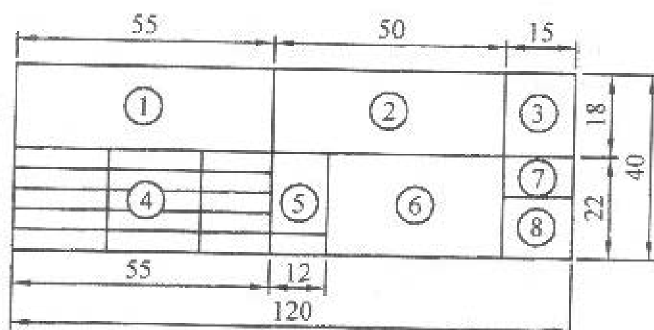


Figura 1.4 – Indicatorul mic

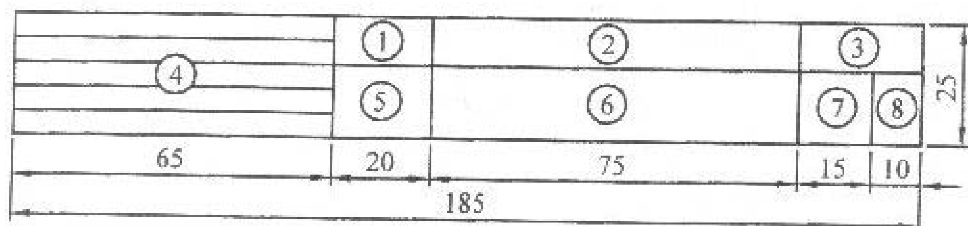


Figura 1.5 – Indicatorul îngust

Modul de completare a căsuțelor indicatorului se face conform indicațiilor din tabelul 1.7.

Tabelul 1.7

Căsuța	Elementele care se înscriu	Observații
1	Denumirea sau inițialele instituției proiectante și eventual subunitatea sa	-
2	Denumirea proiectului, locul construcției și numele beneficiarului iar la indicatorul îngust: denumirea proiectului tip (obiectivului), iar la detalii tip grupa din care fac parte	Denumirea și indicativul proiectelor rămân neschimbate în toate desenele aceluiași proiect
3	Indicativul (numărul) proiectului	
4	În cele trei coloane se vor scrie: calitatea (proiectat, desenat, verificat, control STAS, aprobat), numele în clar și semnătura persoanelor în cauză	Liniatura căsuței – numărul rândurilor se stabilește după necesitate
5	Scara sau scările desenului, iar dedesupt data întocmirii sau a predării proiectului	Atunci când este cazul scara sau scările grafice se figurează deasupra indicatorului
6	Denumirea obiectului (în cazul în care proiectul cuprinde mai multe obiecte) și titlul planșei	-
7	Faza de proiect	-
8	Indicativul, respectiv numărul de ordine al planșei în cadrul proiectului în care este folosit	-

OBSERVAȚII

1. Mențiunea "înlocuiește planșa nr. ..." se trece, dacă este cazul, deasupra indicatorului.
2. Vizele de aprobare, autorizație, ștampilare, timbre și eventuale observații sau indicații speciale necuprinse în căsuțe se vor trece pe desen în stânga indicatorului, dar cât mai aproape de el
3. Modificările, observațiile și adnotările se vor înscrie desupra indicatorului pe o fâșie limitată de lungimea acestuia. Spațiul ocupat va fi alipit de indicator, folosind o liniatură după necesități.

La întocmirea desenelor de construcții se folosesc tipuri și grosimi de linii conform tabelului 2.5. Grosimea de bază "b" se alege în funcție de mărimea și natura desenului între 0,4 ... 2 mm.

Clasa de grosime se simbolizează printr-o cifră astfel:
- linia groasă (b) prin cifra 1;
- linia mijlocie (aproximativ b/2) prin cifra 2;
- linia subțire (aproximativ b/4) prin cifra 3.

Tabelul 1.8

Tipul liniei			Destinația
Continuă (C)	Groasă (C1)		Contururi de secțiuni, tabele, chenare pentru desene
	Mijlocie (C2)		Contururi și muchii nevăzute în vederi și secțiuni Curbe de nivel principale Construcții geometrice
	Subțitre (C3)		Linii de cotă, linii ajutătoare de cotă, hașuri, axe de goluri la uși și ferestre, linii de referire sau indicație pentru cote, notări sau observații scrise pe desen, curbe de nivel curente
	Subțire cu zig – zag (C3)		Linii de ruptură și întreruperi
	Subțitre ondulată (C3)		Linii de ruptură și întreruperi
Întreruptă (I)	Mijlocie (I2)		Contururi și muchii acoperite de alte elemente
	Subțire (I3)		Părți situate în fața planului de secționare
Linie – punct (P)	Mijlocie (P2)		Orice fel de axe, cu excepția axelor indicate la C3 și P3
	Subțire (P3)		Axele geometrice ale pieselor componente Trasee de secționare Linii de întrerupere

OBSERVAȚII

1. Se pot utiliza și alte tipuri de linii cu obligația să se specifice pe desen semnificația lor
2. Liniile-punct încep și se termină cu segmente de linie; întretăierea liniilor-punct se face numai prin segmente

CAP 2. ÎNTOCMIREA PLANŞELOR DE ARHITECTURĂ

2.1 PLANURI ORIZONTALE

Secţiunea orizontală făcută printr-o construcţie la un nivel caracteristic se numeşte plan. Planurile orizontale se fac "cu vedere", ceea ce înseamnă că pe lângă reprezentarea cu linii mai groase a ceea ce este secţionat se reprezintă cu linii mai subţiri ceea ce vedem când privim în jos, aceasta pentru o mai bună înţelegere a desenului (parapetul ferestrelor, praguri de uşi, scări, etc.).

La o clădire cu mai multe niveluri se vor întocmi planurile orizontale la fiecare nivel sau, dacă nivelurile coincid ca alcătuire, se va întocmi un plan nivel curent precizându-se cotele la care acest plan trebuie repetat.

Axe şi pereţi

Desenarea planurilor orizontale se începe prin stabilirea axelor clădirii proiectate ţinându-se cont în acelaşi timp de tipul structurii de rezistenţă.

La clădirile de locuit cu regim mic de înălţime (2 ... 3 niveluri) structurile utilizate în mod obişnuit sunt cele cu pereţi de rezistenţă din zidărie portantă. Pereţii acestui tip de structuri se pot realiza din cărămidă presată plină, cărămidă eficientă, beton celular autoclavizat (BCA), blocuri de beton pentru zidării etc.

Poziţia axelor şi grosimile pereţilor de rezistenţă la structurile din zidărie portantă este dată în tabelul 2.1. Axele se desenează cu linie-punct subţire. La intersecţia pereţilor de rezistenţă (colţuri, ramificaţii etc) aceştia se realizează prin ţeserea cărămizilor, reprezentarea pe desen făcându-se ca în figura 2.1.

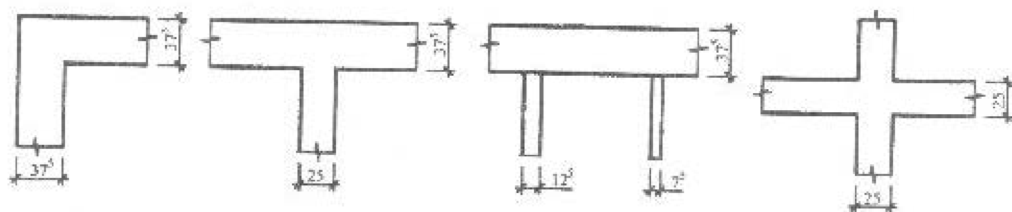


Figura 2.1 – Reprezentarea intersecţiilor, colţurilor şi ramificaţiilor la pereţi

Pereţii despărţitori din zidărie de cărămidă plină utilizaţi pentru compartimentare pot avea grosimea de 12^5 cm atunci când au suprafaţă mai mare de 9 m^2, când pe ei sunt amplasate obiecte sanitare sau când este necesară o mai bună izolare fonică şi de 7^5 cm când suprafaţa lor este mai mică de 9 m^2 şi nu au amplasate pe ei obiecte sanitare. În cazul utilizării de blocuri ceramice tip POROTHERM pereţii

despărţitori sunt de 10 cm. Pereţii despărţitori nu au axe şi se separă de pereţii de rezistenţă (figura 2.1).

Tabelul 2.1

Tipul de perete	Grosimea peretelui exterior de rezistenţă [cm]	Grosimea peretelui interior de rezistenţă [cm]	Poziţia axului	
			perete exterior	perete interior
Pereţi din cărămidă presată plină	37^5	25	exterior / interior 25; 12^5; 37^5	12^5; 12^5; 25
Pereţi din cărămidă eficientă sau blocuri ceramice tip POROTHERM 30	30	25	exterior / interior 17^5; 12^5; 30	
Pereţi din blocuri de beton pentru zidării	37^5 ; 30	25	similar cu cei de cărămidă plină sau eficientă	
Pereţi din blocuri ceramice tip POROTHERM 38	38; 30	25	exterior / interior 25^5; 12^5; 38	

Goluri pentru uşi şi ferestre

Pe planurile orizontale, după reprezentarea pereţilor de rezistenţă şi despărţitori se reprezintă golurile pentru uşi şi ferestre, suprafaţa necesară a ferestrelor rezultând din necesitatea asigurării unui iluminat natural corespunzător cum s-a arătat în cap. 1. În general golurile uşilor şi ferestrelor sunt standardizate. Modul de reprezentare al uşilor şi ferestrelor este indicat în tabelul 2.2.

Tabelul 2.2

Denumire	Reprezentare convențională	
	cu 1 canat	cu 2 canaturi
Uși simple, fără prag		
Uși simple, cu prag		
Uși duble sau cuplate cu deschidere în același sens, cu prag		
Uși batante		
Uși (glasvanduri) cu părți laterale fixe		
Uși (glasvanduri) în 3 și 4 canaturi		
Ușă armonică		
Uși glisante		
Ferestre simple, fără și cu urechi		
Ferestre duble, fără și cu urechi		
Uși ferestre duble sau cuplate, fără și cu urechi		

Dimensiunile de bază pentru golurile de uși se aleg astfel [37] :

Tabelul 2.2

Denumire	Reprezentare convențională	
	cu 1 canat	cu 2 canaturi
Uși simple, fără prag		
Uși simple, cu prag		
Uși duble sau cuplate cu deschidere în același sens, cu prag		
Uși batante		
Uși (glasvanduri) cu părți laterale fixe		
Uși (glasvanduri) în 3 și 4 canaturi		
Ușă armonică		
Uși glisante		
Ferestre simple, fără și cu urechi		
Ferestre duble, fără și cu urechi		
Uși ferestre duble sau cuplate, fără și cu urechi		

Dimensiunile de bază pentru golurile de uși se aleg astfel [37] :

- orizontale, lăţimea L, având valori multiple de 10 cm începând de la 70 cm până la 100 cm şi multiplu de 30 cm începând de la 120 cm;

- verticale, înălţimea H, având valori multiplu de 10 cm începând de la 190 cm până la 240 cm.

Dimensiunile de bază pentru golurile de ferestre se aleg astfel [37] :

- orizontale, lăţimea L, având valori multiplu de 30 cm începând de la 60 cm;
- verticale, înălţimea H, având valori multiplu de 30 cm începând de la 60 cm.

În mod convenţional, în plan se indică toate golurile chiar dacă datorită poziţiei lor, planul de secţionare ales nu le intersectează. Pentru a se indica poziţia lor, pe înălţime, se notează la interior înălţimea parapetului (înălţimea peretelui de sub gol, măsurată de la cota pardoselii).

Uşa de intrare în clădire se deschide spre exterior (conform normelor de pază contra incendiilor). Uşile de intrare în camere se vor deschide astfel ca la intrare să se aibă ca privelişte întreaga încăpere, iar traiectoria descrisă la deschidere să nu se intersecteze cu traiectoria altor uşi.

Reprezentarea scărilor. Calculul funcţional al casei scărilor

Scara este elementul care asigură circulaţia pe verticală între nivelurile clădirii, precum şi evacuarea persoanelor din clădire în caz de pericol (incendii, cutremur etc.). Scara principală are un dublu rol şi în consecinţă la stabilirea dimensiunilor ei trebuie să ţină seama de toate prescripţiile referitoare la asigurarea circulaţiei comode pe verticală şi accesul spre exterior în timpul cel mai scurt şi în condiţii de siguranţă deplină.

În planurile orizontale se desenează porţiunea de scară ce se vede direct sub planul de secţionare. Linia care arată la ce înălţime faţă de pardoseală a fost secţionată scara se numeşte linie de secţionare şi este reprezentată printr-o linie ce face 45° cu peretele care mărgineşte rampa în direcţa sensului de urcare. La desenarea scărilor se indică sensul de urcare prin linia paşilor prevăzută cu un cerculeţ la plecare şi o săgeată la celălalt capăt.

Pentru a putea reprezenta scara în plan orizontal este necesar să se stabilească tipul scării şi dimensiunile pentru trepte şi rampe, ceea ce în practica inginerească se numeşte calculul funcţional al casei scărilor.

În cazul clădirilor de locuit la care aria nivelului este până la 200-300 m^2 se admite o singură cale de evacuare. În celelalte cazuri sunt necesare două sau mai multe căi de evacuare. În toate cazurile scara se amplasează în casa scării, care trebuie să fie pe cât posibil iluminată direct şi ventilată natural.

Pentru a se asigura funcţiunile unei scări se stabilesc dimensiunile principale ale acesteia. Dimensiunile funcţionale ale unei scări (figura 2.2) sunt:

- lăţimea rampei şi a podestului (l_r, l_p);
- înălţimea şi lăţimea treptei (h_{tr}, b_{tr});
- numărul de trepte (n);
- distanţa liberă între rampe (d);

- înălţimea balustradelor ($h_{balustradă}$);
- înălţimea liberă a scării (a).

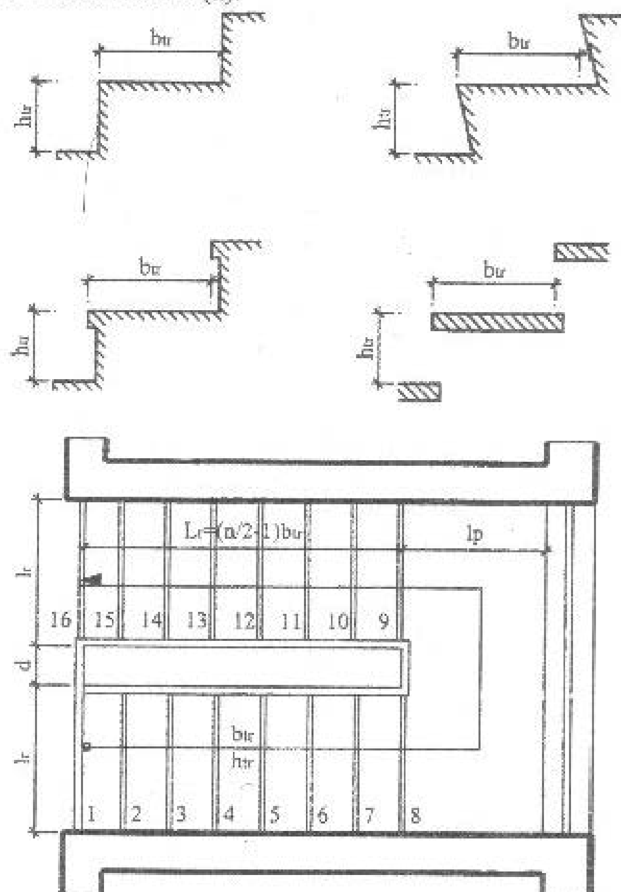


Figura 2.2 – Dimensiuni funcţionale ale unei scări cu două rampe paralele

Stabilirea lăţimii rampei (l_r) şi a podestului (l_p) se face în concordanţă cu normele privind evacuarea în caz de incendiu. Lăţimea liberă minimă a rampelor drepte şi a podestelor la scări se stabileşte în funcţie de destinaţia clădirii şi tipul scărilor (principală sau secundară). Lăţimea rampelor de scară se măsoară între perete şi balustradă sau între două balustrade ale aceleiaşi rampe.

La clădirile de locuit lăţimea rampei şi a podestului se alege conform tabelului 2.3 [35], lăţimea rampei corelându-se cu cea determinată din condiţia de evacuare a fluxurilor de oameni din clădire.

La scările utilizate de mai mult de 5 persoane, lăţimea rampei se determină din tabelul 2.4, în funcţie de numărul de fluxuri necesare pentru evacuare. Prin flux de persoane se înţelege raportul dintre numărul de persoane care trebuie să treacă prin

calea de evacuare (determinat pentru etajul cel mai aglomerat) şi capacitatea de evacuare a unui flux (la clădiri de locuit cca. 90 pers). Pentru a se asigura un flux continuu lăţimea podestului (l_p) unei scări trebuie să fie cel puţin egală cu lăţimea rampei (l_r).

Tabelul 2.3

Destinaţia construcţiei (clădirii)		Lăţimea liberă, minimă* a rampelor şi podestelor în [m], pentru scări	
		principale	secundare
Clădiri de locuit	maxim 2 niveluri	0,95	0,90**
	3 ... 5 niveluri	1,05	
	6 ... 8 niveluri	1,20	
	9 sau mai multe niveluri	1,25	

OBSERVAŢII

*Se admite reducerea lăţimii libere cu max. 5 cm (în fiecare parte) reprezentând grosimea mâinii curente a balustradei scărilor.

**La scările secundare ale clădirilor de locuit, lăţimea rampelor şi podestelor poate fi de 0,85 m, în cazul apartamentelor grupate la scară

Tabelul 2.4

Nr. de fluxuri	Lăţimea l_r necesară [m]
1	0,90 ... 1,00
2	1,10 ... 1,20
3	1,60 ... 1,70
4	2,10 ... 2,20
5	2,50 ... 2,70

Alegerea înălţimii treptei (h_{tr}) se face în funcţie de destinaţia clădirii (clădire de locuit, social-culturală etc.) şi de tipul de scară al clădirii (principală sau secundară).

În funcţie de înălţimea treptelor scările se pot clasifica în:
- scări cu trepte joase, h_{tr}<16,5 cm (utilizate la intrările în clădiri);
- scări cu trepte obişnuite, h_{tr}=16,6 ... 17,5 cm (utilizate la scările curente);
- scări cu trepte înalte, h_{tr} = 17,6 ... 22,5 cm (scări secundare, scări de acces la subsol);
- scări cu trepte abrupte, h_{tr} = 22,6 ... 30 cm (acces pod, terase necirculabile, spaţii tehnice, scări foarte puţin circulate).

Înălţimile de treaptă pe aceste intervale se aleg din 0,1 în 0,1 cm.

Lăţimea treptei (b_{tr}) pentru scările cu trepte obişnuite se stabileşte din condiţia de circulaţie comodă pe scară, între aceasta şi înălţimea treptei (h_{tr}) existând următoarea relaţie [47]:

$$2 \cdot h_{tr} + b_{tr} = 62...64cm \quad (2.1)$$

Treptele ce aparțin aceleiași rampe trebuie să aibă aceeași înălțime pe toată desfășurarea.

La scările cu rampe curbe sau cu trepte balansate se au în vedere următoarele:
- linia pasului pe care se măsoară în proiecție orizontală lățimea treptelor (b_{tr}) se consideră la distanța de max. 50 cm de la mâna curentă spre arcul mic al curbei, pentru treptele cu lungime până la 1 m și de max. 60 cm pentru cele cu o lungime mai mare de 1 m;
- balansarea se repartizează pe un număr suficient de mare de trepte, astfel încât lățimea lor să fie de min. 12 cm în partea cea mai îngustă și de b_{tr} + 20 cm în partea cea mai lată, măsurată pe o paralelă la linia pasului (figura 2.3);
- lățimea porțiunilor de scară cu trepte balansate sau rampe curbe, la care unghiul de rotire este mai mare de 45°, trebuie să fie de minim 1,20 m.

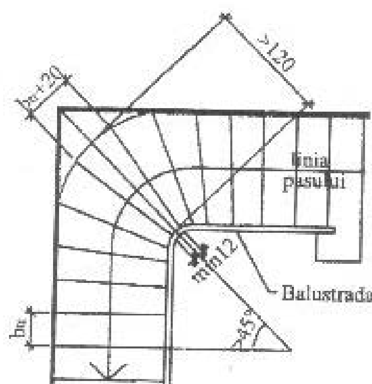


Figura 2.3 – Scară cu trepte balansate

Numărul de trepte (n), pe înălțimea unui nivel se determină cu relația:

$$n = \frac{H_{etj}}{h_{tr}} \quad (2.2)$$

Înălțimea etajului H_{etj} reprezintă distanța dintre cotele finite a două niveluri consecutive (figura 2.4). Aceasta se va alege astfel încât împărțirea să se facă exact, iar la scările cu două rampe *n* să rezulte număr par.

Geometric înălțimea etajului se stabilește cu ajutorul formulei:

$$H_{etj} = H_{lib} + h_p + h_{pard} \quad (2.3)$$

în care:

H_{lib} – înălțimea liberă a etajului definită ca distanța dintre cota finită a pardoselii și tavanul aceleiași încăperi (la clădirile de locuit $H_{liber} \geq 2,55m$);

h_p – grosimea plăcii de rezistență a planșeului (fără finisaje); la planșeele curente din plăci și grinzi de beton armat grosimea este de 10 – 12 cm;
h_{pard} – grosimea pardoselii (funcție de destinația încăperii).

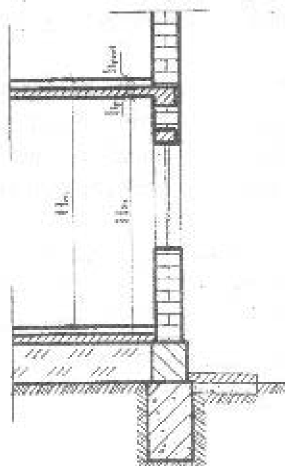


Figura 2.4 – Stabilirea înălțimii etajului

Distanța liberă dintre rampe (d) trebuie să fie ≥ 25cm din condiția de a putea conduce un furtun de incendiu.

Înălțimea parapetelor ($h_{balustradă}$) se stabilește din condiția de siguranță a circulației pe scară [48] (la clădirile de locuit aceasta are valoarea minimă de 0,80m) ;

Înălțimea liberă a scării (a) în cazul unor rampe paralele pe verticală (suprapuse) măsurată ca în figura 2.5 este de min. 2,00 m, în cazul scărilor principale și min. 1,90 m în cazul scărilor secundare [47]. Pentru scările care nu sunt destinate evacuării în caz de pericol, înălțimea (a) se poate reduce la 1,70 m atunci când alte considerente nu cer înălțimi mai mari.

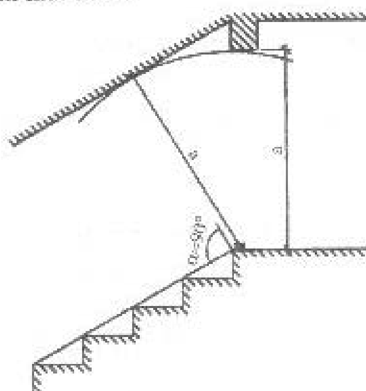


Figura 2.5 – Înălțimea liberă a scării

Se recomandă ca între nivelul parterului şi cel al terenului să existe o diferenţă de nivel egală cel puţin cu înălţimea unei trepte.

Diferenţa maximă de nivel între parter şi teren trebuie să ţină sema de faptul că la clădirile amplasate la stradă se admit socluri de cel mult 90 cm de la nivelul trotuarului.

Cotarea desenului de construcţii. Cotarea planurilor orizontale

Prin cotarea unui desen de construcţii se înţelege înscrierea în acel desen a dimensiunilor parţiale şi totale, necesare pentru determinarea precisă şi clară a tuturor elementelor reprezentate.

Cotarea, conform prevederilor normelor în vigoare [30], [37], [47] şi [48], trebuie făcută în aşa fel încât să nu fie nevoie de calcule suplimentare pentru determinarea dimensiunilor elementelor reprezentate. Măsurarea directă pe desen nu poate servi drept bază pentru determinarea dimensiunilor necotate ale elementelor ce urmează a fi executate.

Linia de cotă indică lungimea sau unghiurile la care se referă cota şi pe care se înscrie valoarea dimensiunii respective. Fiecare dimensiune are o linie de cotă corespunzătoare. Liniile de contur, axele, liniile ajutătoare şi prelungirile lor nu pot fi utilizate ca linii de cotă. Liniile de cotă se trasează paralel cu dimensiunile la care se referă.

Distanţa între două linii de cotă succesive, ca şi distanţa dintre linia de cotă cea mai apropiată şi elementul cotat, va fi de minimum 7 mm. Poziţionarea liniilor de cotă succesive se face începând cu linia pentru cotele parţiale, trasată în imediata apropiere a elementului şi terminând cu linia pentru cota totală.

Liniile ajutătoare se folosesc pentru delimitarea porţiunilor cotate, în cazurile când linia de cotă nu taie conturul elementului. Liniile ajutătoare sunt perpendiculare pe liniile de cotă, pornesc de la conturul elementului reprezentat sau de la o distanţă apropiată de acesta şi depăşesc liniile de cotă cu aproximativ 2 mm.

Cota propriu - zisă indică valoarea numerică a dimensiunii considerate, în unele cazuri ea putând fi exprimată printr-o literă.

Cotele se scriu imediat desupra liniei de cotă la aproximativ 1 mm distanţă şi pe cât posibil la mijlocul intervalului. Dacă distanţa dintre extremităţile liniei de cotă este prea mică şi nu permite scrierea cotei, aceasta va fi scrisă pe prelungirea liniei de cotă, respectiv în intervalul cotei vecine. În cazul unui şir de distanţe mici, cotele se scriu alternant, peste şi sub linia de cotă, în dreptul unei linii de indicaţie.

Cotele înscrise nu trebuie să fie intersectate de linii din desen care pot împiedica citirea lor sau pot produce confuzii. Haşurile unui câmp şi semnele convenţionale se întrerup pentru scrierea cotelor.

Cotarea se face prin linii subţiri, iar delimitarea distanţelor se face prin puncte sau linii scurte înclinate la 45°.

Pe desenele de ansamblu, dacă specificul desenului nu are alte reglementări, cotele mai mari sau egale cu 1,00 m se indică cu două zecimale (chiar dacă acestea

sunt zero), iar cele mai mici de 1.00 m se indică în centimetri (25, 30 etc). Dacă trebuie indicaţi milimetrii aceştia se înscriu sub formă de exponent (37^5, 12^5 etc). Pe desenele de detaliu cotarea se poate face şi în milimetri.

Pe desenele de ansamblu se înscriu cotele dimensiunilor nominale ale elementelor brute iar pe desenele de detaliu elementele se cotează cu dimensiunile de execuţie (ex: grosimea pereţilor de cărămidă în desenele de ansamblu se cotează cu 7^5, 12^5, 25, 30, 37^5 etc., iar în desenele de detaliu se cotează 6^3, 11^5, 24, 29, 36^5.

La cotarea unui plan orizontal apar în general următoarele grupări de cote:

- cote exterioare;
- cote interioare.

Pentru cotarea exterioară se utilizează trei linii de cotă care se trasează continue de la un capăt la altul al clădirii, atât transversal cât şi longitudinal.

Cotarea golurilor de uşi din pereţii exteriori se va face pe prima linie de cotă exterioară, pe acesta marcându-se poziţia golului şi lăţimea golului / înălţimea golului. Pe linia a doua de cotă se dau distanţele între axele clădirii (pentru structurile din zidărie). Pe linia a treia de cotă se trece lungimea sau lăţimea totală a clădirii.

Liniile prin care s-au trasat axele (linii-punct) se continuă până depăşesc ultima linie de cotă. Axele de trasare ale construcţiei se notează cu cifre arabe şi litere majuscule, înscrise în pătrate, cu latura de 6 ... 9 mm, după scara desenului. Axele transversale sau radiale ale unei construcţii se notează cu cifre şi axele longitudinale sau circulare cu litere.

La cotarea interioară se disting liniile de cotă continue, de la un capăt la altul al clădirii, pe care se marchează grosimea pereţilor intersectaţi şi dimensiunea încăperii şi liniile care cotează golurile de uşi interioare. Acestea se cotează astfel ca să rezulte poziţia faţă de peretele cel mai apropiat şi lăţimea golului / înălţimea golului.

Înălţimea la care încep golurile de ferestre (faţă de pardoseală), adică parapetul, se cotează în interior prin înscrierea p = ... , înălţimea minimă a acestuia fiind de 80 cm.

În încăperi se va scrie destinaţia încăperii, tipul de pardoseală utilizat şi suprafaţa în m^2.

Cotarea scărilor reprezentate în planul orizontal trebuie să furnizeze informaţii suficiente pentru dimensiunile funcţionale ale acestora.

Un exemplu privind alcătuirea şi reprezentarea unor planuri orizontale este dat în figurile 2.6 - 2.7.

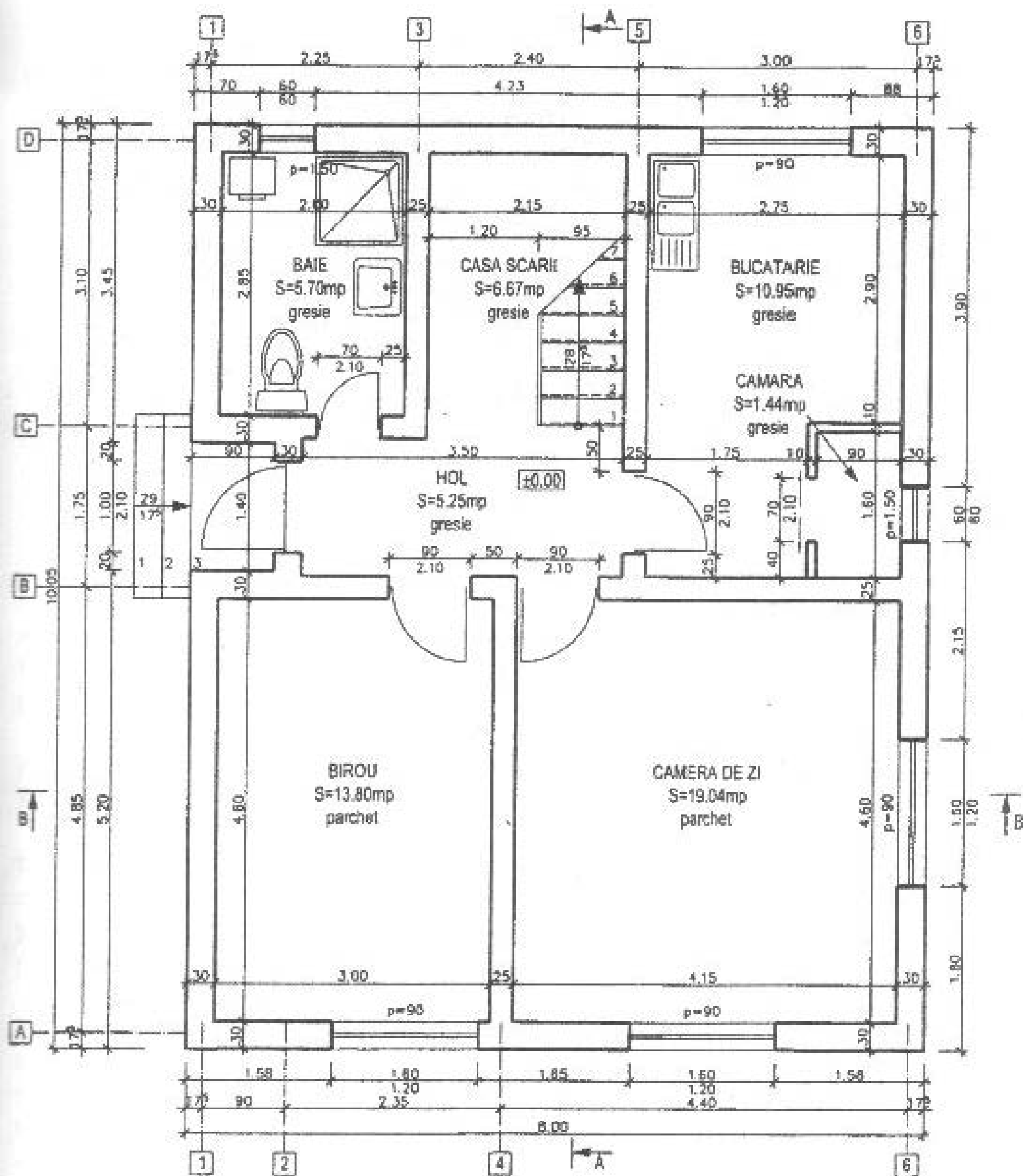


Figura 2.6 – Plan parter

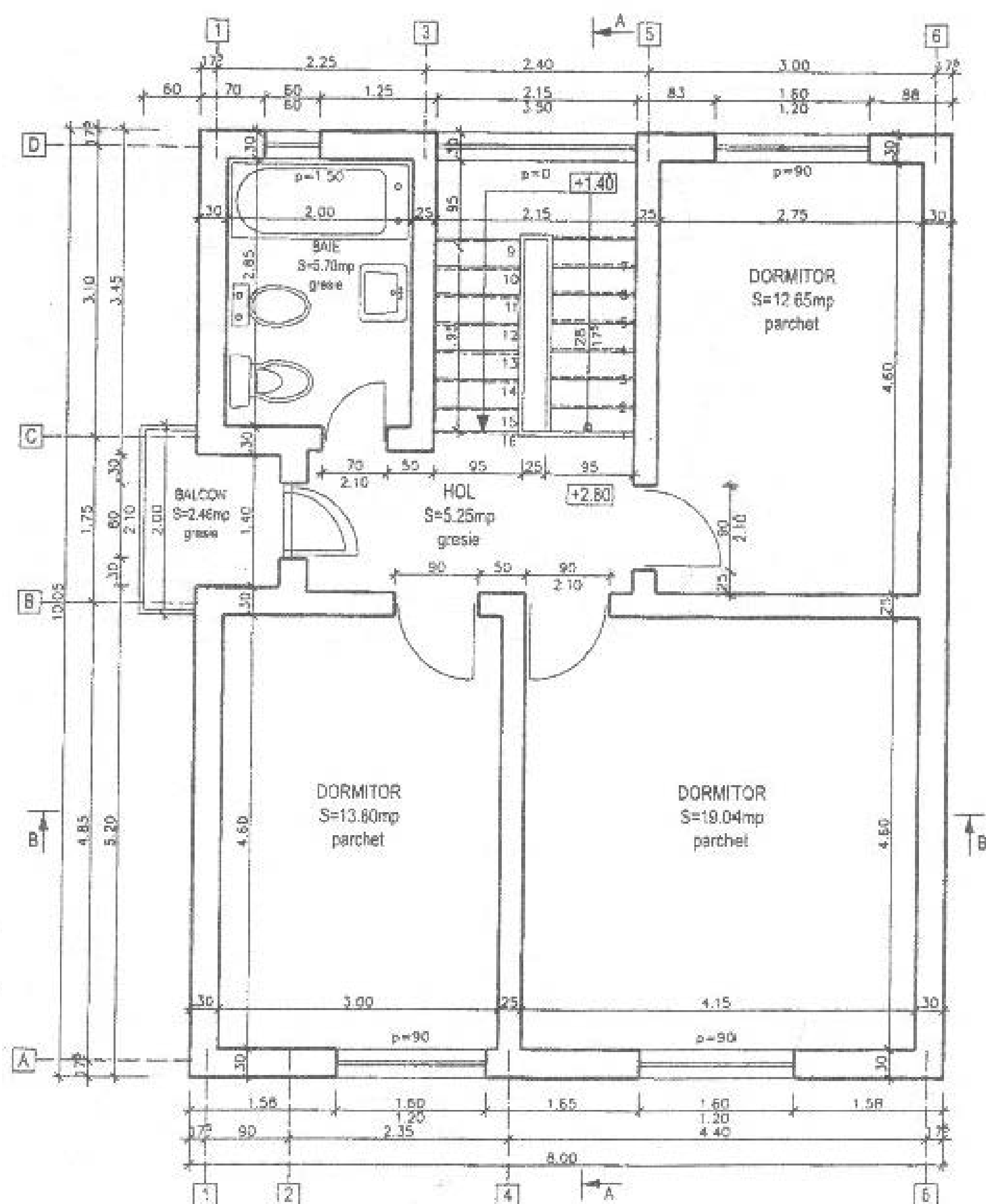


Figura 2.7 – Plan etaj

2.2 SECȚIUNI VERTICALE

Locul pe unde se fac secțiunile verticale, precum și traseul secțiunilor sunt indicate pe planurile orizontale. Planul imaginar de secțiune se alege astfel încât să cuprindă cât mai multe elemente (uși, ferestre, balcoane etc.). În acest scop traseul secțiunii poate fi drept sau frânt. Pe linia care arată locul de secționare se indică prin săgeți sensul în care se privește. În funcție de complexitatea alcătuirii pe verticală pentru o clădire se întocmesc una sau mai multe secțiuni verticale, astfel încât să se indice toate aspectele legate de această alcătuire.

În cazul clădirilor cu mai multe niveluri este obligatorie efectuarea unei secțiuni prin casa scării. Secțiunea prin casa scării se va face astfel încât să poată fi redate ambele rampe și balustradele acestora, adică planul de secțiune va trece printr-o rampă și se va privi spre cealaltă.

Secțiunea verticală curentă se începe prin trasarea liniei orizontale care reprezintă cota ± 0.00 (de regulă cota pardoselii finite de la parter). Pe aceasta se marchează toate elementele secționate sau văzute direct în direcția sensului în care s-a privit. Din aceste puncte se ridică linii verticale subțiri pe toată înălțimea clădirii. Pe verticală se măsoară H_{liber} , h_p, h_{pard}, de atâtea ori, câte niveluri are clădirea, ducându-se linii orizontale. Acestea împreună cu cele verticale trasate anterior formează un caroiaj ajutător care se prelucrează astfel încât tot ce este secționat să se reprezinte cu linie mai accentuată iar ceea ce este văzut în alt plan , cu linie mai ușoară. Modul de îmbinare între pereți și planșee se rezolvă în funcție de structura de rezistență și de tipul planșeului.

Acoperișul se indică prin conturul exterior. În secțiunea verticală pot fi reprezentate însă și elementele de alcătuire ale șarpantei. La acoperișurile tip șarpantă, se va lăsa o streașină de 40 – 80 cm lățime de aceeași mărime pe tot conturul clădirii.

În cazul acoperișurilor de tip terasă, cu pantă redusă (2 – 7% pentru cele necirculabile și 1,5 – 4 % pentru cele circulabile) se trasează cu o linie partea superioară a tuturor straturilor ce alcătuiesc terasa. Pe conturul acoperișului terasă se prevede un atic ce constituie în același timp și parapet de siguranță. Înălțimea aticului pentru terase circulabile se ia minim 90 cm, iar la cele necirculabile 30 cm.

În figura 2.8 este prezentată o secțiune verticală curentă.

Secțiunea verticală prin casa scărilor se desenează după aceleași principii ca și secțiunea verticală curentă, deosebită fiind realizarea secțiunii prin scară. Pentru aceasta se marchează pe linia orizontală ce reprezintă cota ± 0.00, lățimea podestelor și a treptelor (conform planurilor orizontale) ridicându-se linii verticale din aceste puncte. Atunci când avem scări cu două rampe, pe orizontală se trasează la mijlocul etajului pe lățimea podestului o linie ce reprezintă cota pardoselii finite a podestului intermediar.

Rampa secționată se desenează cu linii mai accentuate decât rampa nesecționată, punându-se în evidență continuitatea ei cu cele două podeste. Placa de rezistență a rampelor pentru scările realizate din beton armat monolit este de 7 ...12 cm.

Cotarea secţiunilor verticale

Cotarea secţiunilor verticale se face în principal cu ajutorul cotelor de nivel.

Cota de nivel este valoarea numerică a diferenţei de înălţime dintre un punct al construcţiei şi un reper de nivel stabilit pentru referire. Pentru cotele de nivel relative, în general se alege ca reper suprafaţa pardoselii finite a parterului corpului principal al clădirii. Cotele de nivel se indică în metri, cu două zecimale (chiar dacă acestea sunt zero), indiferent de modul de înscriere a celorlalte dimensiuni.

Cota nivelului-reper se indică prin ± 0.00, cotele de deasupra nivelului-reper sunt precedate de semnul (+), iar cotele de sub acesta sunt precedate de semnul (-). La înscrierea cotelor de nivel se utilizează simboluri triunghiulare astfel:

- pentru cotele relative raportate la reperul construcţiei simbolul se înegreşte pe jumătatea din dreapta;
- pentru cotele relative, raportate la un nivel-reper din afara construcţiei, simbolul nu se înnegreşte.

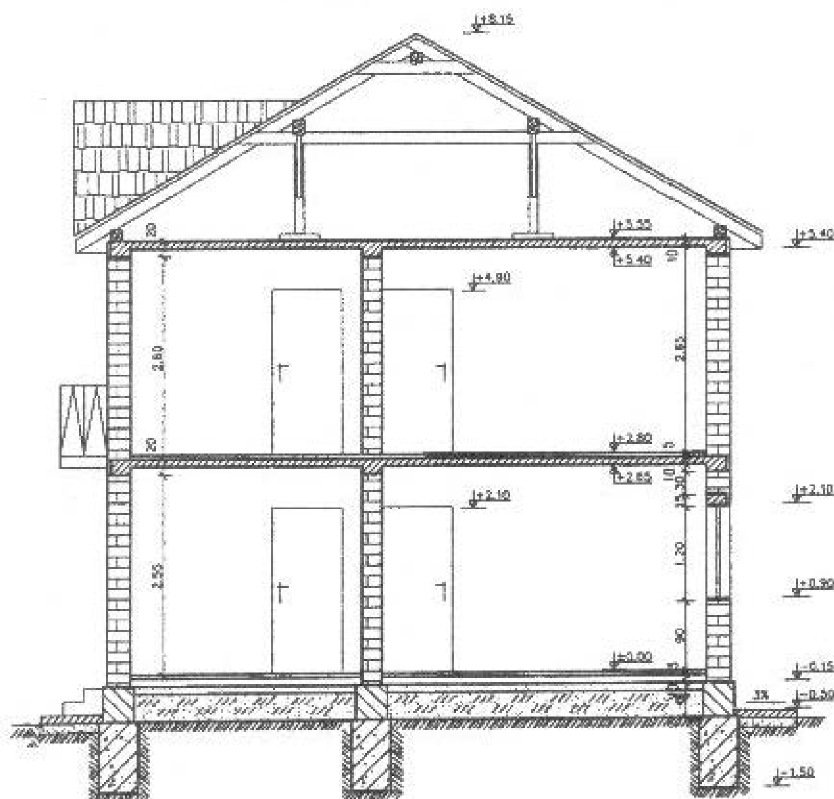


Figura 2.8 – Secţiune verticală curentă

În proiecţii verticale (secţiuni, elevaţii, faţade) simbolul se desenează cu vârful aşezat pe linia care indică nivelul cotat, orientat în sus sau în jos; cota se scrie deasupra braţului orizontal, trasat la stânga sau la dreapta simbolului.

Pentru a pune în evidenţă alcătuirea din materiale diferite a unui ansamblu se folosesc reprezentări convenţionale. Haşurile se trasează echidistant la 45° faţă de cadrul desenului. Când este necesară o diferenţiere a suprafeţelor în contact, se poate folosi şi haşurarea la 60° respectiv 30° faţă de cadrul desenului. Pe câmpuri învecinate haşurile se inversează ca direcţie sau se decalează.

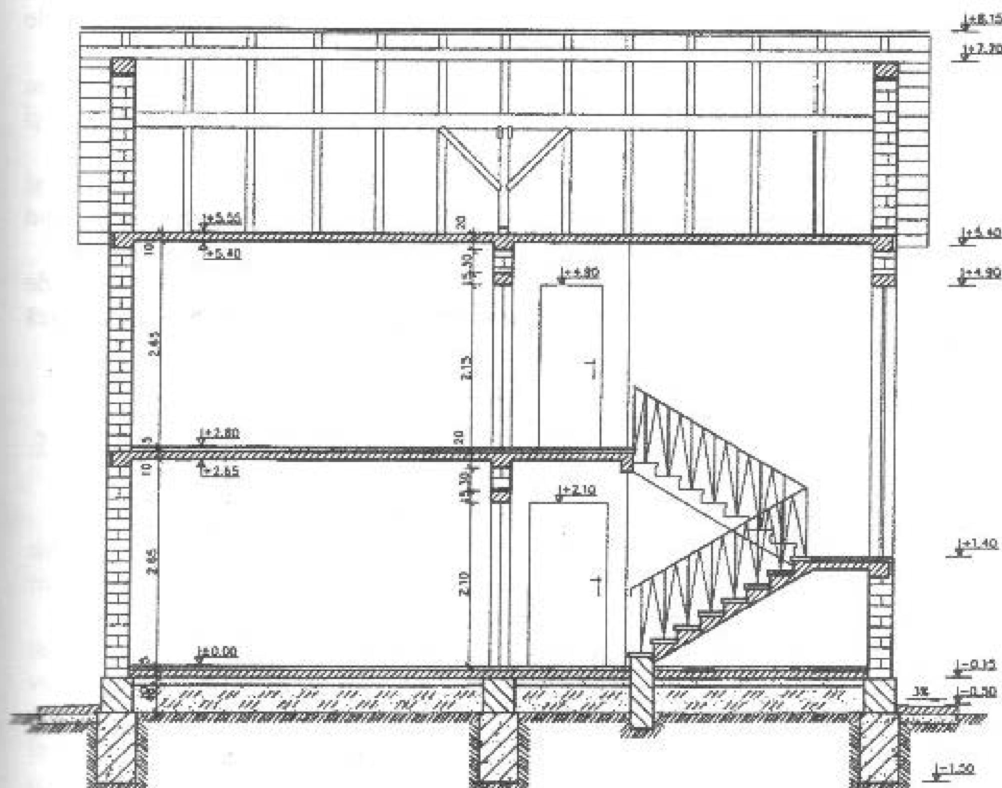


Figura 2.9 – Secţiune verticală prin casa scărilor

2.3 FAŢADE

Faţada principală este cea orientată spre partea principală de circulaţie şi conţine în general elemente de arhitectură mai deosebite pentru a da clădirii un aspect plăcut şi în acelaşi timp să se încadreze în ansamblul de clădiri din care face parte. În majoritatea cazurilor accesul în clădire are loc prin intrarea amplasată în această faţadă.

Faţadele se desenează la scara 1:50 sau 1:100, ţinând cont de planurile orizontale şi secţiunile deja întocmite. Faţadele se desenează pentru întreaga clădire, nu se utilizează semnul de simetrie.

Desenarea faţadelor începe prin trasarea liniei terenului, pe care se marchează lăţimea ferestrelor şi distanţa dintre ele (conform planurilor orizontale), poziţia balcoanelor, logiilor, a colţurilor etc. Pe verticală, corespunzător secţiunilor verticale se marchează înălţimea soclului, parapetelor, ferestrelor, balustradelor la balcoane şi a acoperişului. Prin linii accentuate se conturează clădirea, golurile ferestrelor şi uşilor, logiile sau balcoanele, treptele de la intrare, soclul, acoperişul, practic toate elementele văzute direct de la nivelul terenului până la partea superioară a acoperişului.

Ferestrele se desenează cu două linii reprezentându-se şi cercevelele. Nu se desenează umbra la ferestre. Linia terenului se desenează cu grosimea cea mai mare şi depăşeşte limitele faţadei propriu-zise.

Pentru a pune în evidenţă elementele proeminente, pe faţade se vor desena şi umbrele, considerând direcţia luminii la 45° din colţul stânga sus, lăţimea umbrei fiind egală cu distanţa de la muchia care lasă umbră până la planul pe care cade umbra.

Pe faţade se înscrie materialul de finisaj folosit la execuţie (terasit, praf de piatră, ţiglă profilată etc) şi culoarea acestuia. De asemenea pe faţade se desenează jgheaburile şi burlanele.

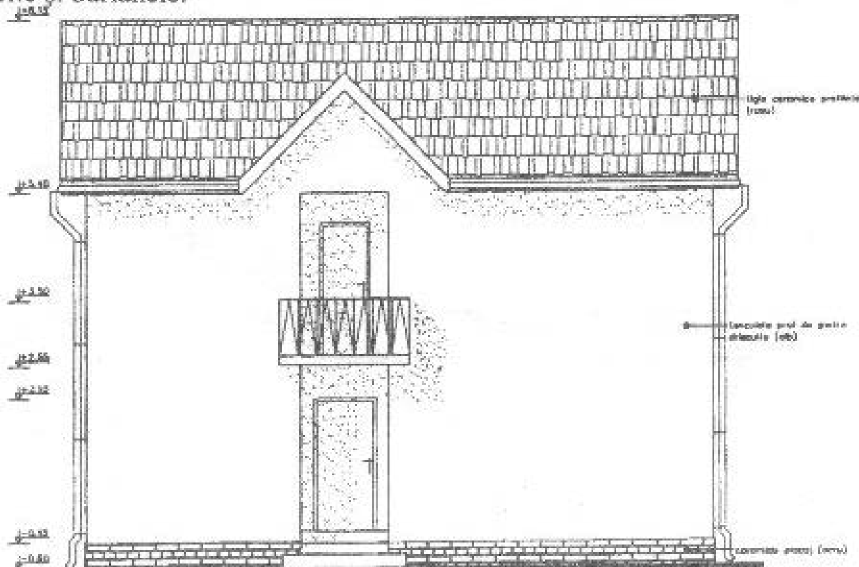


Figura 2.10 – Faţada principală

Figura 2.11 – Faţada laterală

2.4 PLAN ACOPERIŞ

Planul acoperiş reprezintă o vedere dintr-un punct situat la o înălţime mai mare decât cea a acoperişului înspre teren. Pentru întocmirea planului acoperiş se stabileşte mai întâi tipul acestuia: terasă sau şarpantă.

Planul terasă este o vedere de sus a acoperişului, vedere ce conţine aticul (sau marginea acoperişului) gurile de scurgere, accesul pe terasă, terminaţia coşurilor de ventilaţie când acestea există. Gurile de scurgere se amplasează astfel încât conductele prin care se continuă să nu treacă prin camerele de locuit pentru a nu strica estetica încăperilor şi a nu deranja odihna locatarilor. Numărul de guri de scurgere rezultă din considerentul ca fiecare burlan să poată evacua debitul de apă ce îi revine de pe o suprafaţă alocată. Numărul de burlane se poate aprecia pe considerentul ca unui cm^2 de burlan să îi revină 1,25 ... 1,45 m^2 de terasă. Prin săgeţi orientate după direcţia de înclinare maximă a suprafeţelor de scurgere se indică sensul de scurgere a apelor. Pe săgeţi se scrie panta de scurgere, care se calculează ca fiind tangenta unghiului făcut de învelitoare cu planul orizontal.

La un acoperiş de tip şarpantă se reprezintă mai întâi cu linie întreruptă conturul pereţilor de rezistenţă de la ultimul nivel, după care se stabileşte tipul de şarpantă care se pretează a fi executat. Se reprezintă cu linie groasă conturul exterior al şarpantei precum şi liniile de intersecţie a apelor acoperişului (dolii, creste, coame etc.).

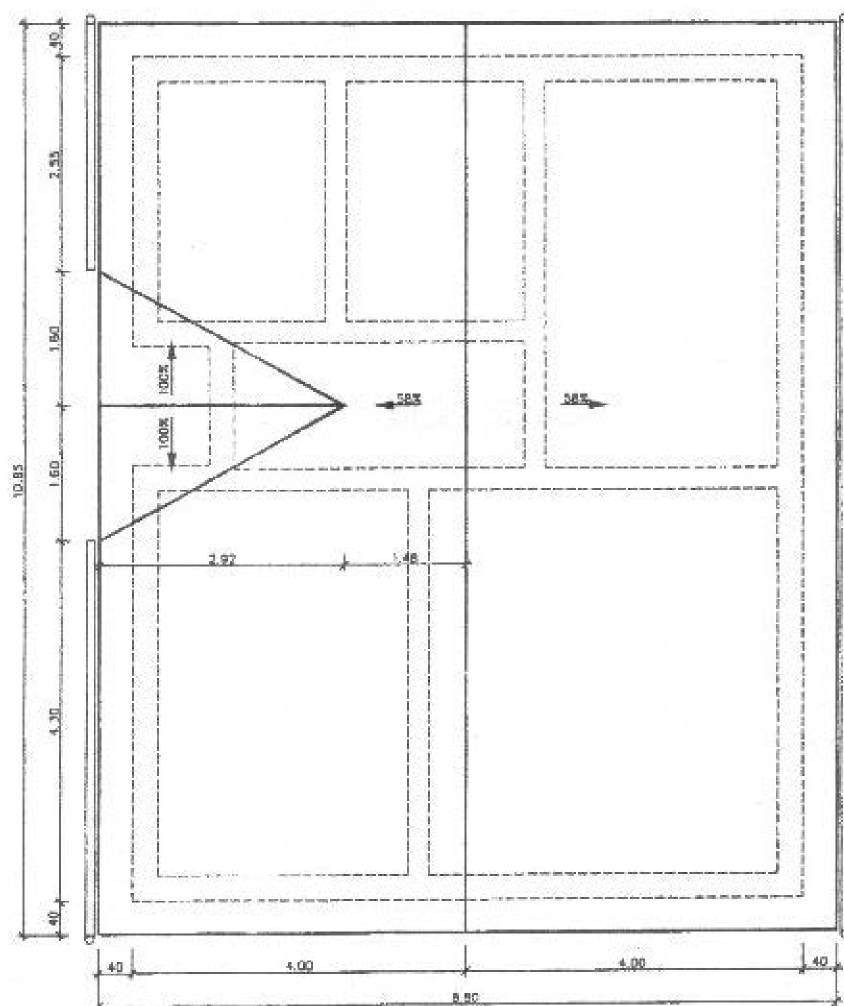


Figura 2.12 – Plan acoperiş

2.5 PLAN DE SITUAȚIE

Planul de situație prezintă amplasarea clădirii în cadrul unui amplasament sau al unei zone. Plan de situatie a imobilelor este plansa pe suport topografic vizată de Oficiul judetean de cadastru, geodezie si cartografie, întocmită la scările: 1:2.000, 1:1.000, 1:500, 1:200 sau 1:100, după caz, prin care se precizează:

- parcela cadastrală pentru care a fost emis certificatul de urbanism;
- amplasarea tuturor construcțiilor care se vor menține sau se vor desființa;
- modul de amenajare a terenului după desființarea construcțiilor;
- sistematizarea pe verticală a terenului și modul de scurgere a apelor pluviale;
- plantațiile existente și care se mențin după desființare.

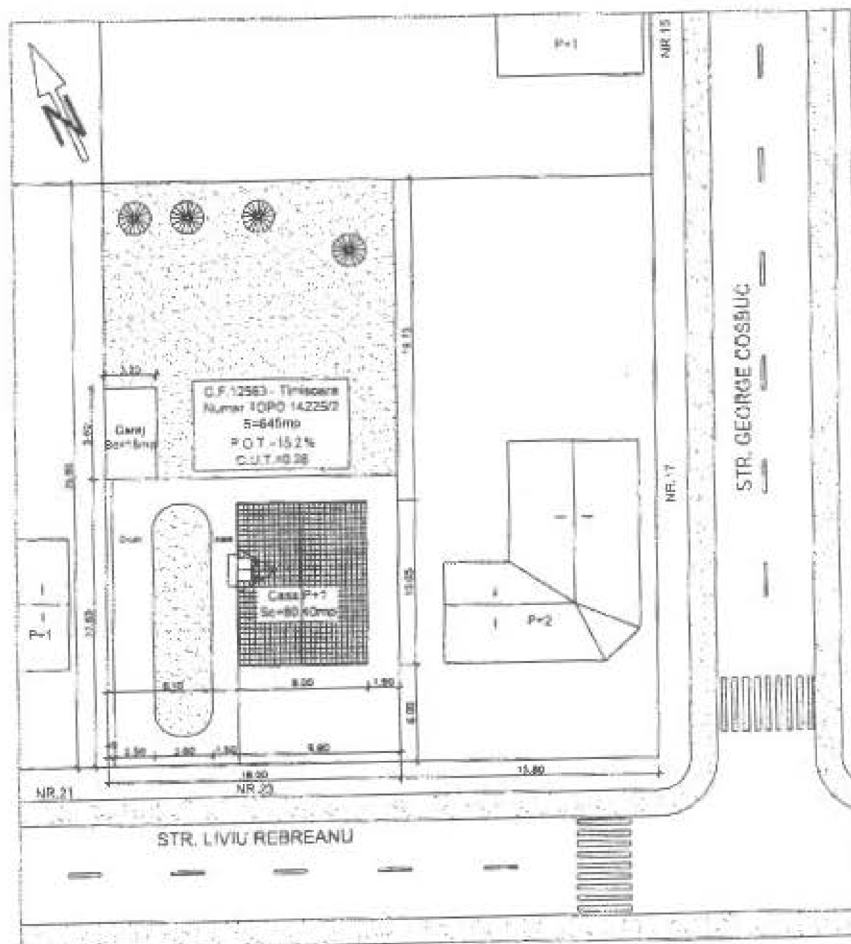


Figura 2.13 – Plan de situație

Pe planşă se vor indica în mod distinct elementele existente, cele care se desfiinţează şi cele propuse - plan de situaţie, construcţii noi sau umpluturi de pământ, plantaţii etc., după caz.

Pentru a se defini clar amplasarea clădirii în plan orizontal se dau cel puţin două cote faţă de un reper fix (clădiri existente, borne topografice etc.) sau se indică la trei colţuri ale clădirii coordonatele faţă de reţeaua geodezică sau topografică.

Din planul de situaţie este necesar să rezulte şi orientarea clădirii faţă de punctele cardinale, prin materializarea direcţiei NORD, celelalte puncte cardinale rezultând în consecinţă.

Planul de situaţie trebuie să aibă înscris pe el procentul de ocupare al terenului şi coeficientul de utilizare a terenului coeficienţi calculaţi cu relaţiile următoare:

$$P.O.T = \frac{S_c}{S_t} \quad (2.4)$$

$$C.U.T = \frac{S_d}{S_t} \quad (2.5)$$

unde:

S_c – suprafaţa construită la sol [m²];
S_t – suprafaţa terenului [m²];
S_d- suprafaţa desfăşurată a construcţiei [m²].

CAP.3 ACȚIUNI ÎN CONSTRUCȚII

3.1 GENERALITĂȚI

În elementele structurale, solicitările apar ca efect al diferitelor acțiuni. Se consideră acțiune orice cauză care poate produce o stare de eforturi într-un element structural.

Acțiunile se modelează în calcule prin:

- încărcări, reprezentate prin diferite sisteme de forțe (acțiuni directe);
- deformații sau deplasări impuse, cum ar fi cele produse de variațiile de temperatură, de contracție și curgere lentă, de tasările de reazeme, de precomprimarea betonului (acțiuni indirecte).

Parametrii care caracterizează acțiunile sunt: intensitatea, amplitudinea, modul și direcția de aplicare, frecvența de apariție și durata de acțiune.

Principalul criteriu de apreciere a modului cum acționează încărcările este frecvența de apariție a unui anumit tip de încărcare, la o anumită intensitate maximă. În STAS 10101/0A-77 [40], clasificarea acțiunilor se face în categoriile date în tabelul 3.1.

Tabelul 3.1

Categorii de acțiuni	Simbol	Mod de acțiune:	Exemple
Permanente:	**P**	continuu, cu intensitate practic constantă în timp	- greutatea elementelor structurale și nestructurale de închidere, finisaj, izolații - efortul de precomprimare - greutatea și presiunea pământului etc
Temporare:		intermitent, sau cu o intensitate variabilă în timp:	
Cvasipermanente	C	- pe durate lungi, sau în mod frecvent	- greutatea elementelor nestructurale cu poziție variabilă - contracția betonului - încărcări din depozite, arhive etc.
Variabile	V	- pot lipsi pe intervale lungi de timp, sau au intensitatea foarte variabilă	- încărcările climatice: zăpadă, vânt - încărcări tehnologice - încărcări din circulația oamenilor, mobilier etc.
Excepționale	E	intervin foarte rar, cu intensitate mare	- seism - vânt în regim de rezonanță - șocuri din explozii etc.

Parametrul cantitativ care operează cel mai frecvent în calcule este intensitatea acțiunilor. Conform principiilor de bază ale metodei de calcul la stări limită, se utilizează noțiunile de intensități normate și intensități de calcul.

Intensitățile normate ale acțiunilor reprezintă valori de referință, stabilite în standardele de specialitate ([40], [41], [42], [45], [46], [52]), cu considerarea variabilității statistice pentru unele tipuri de acțiuni. Intensitățile normate ale acțiunilor, determinate pe bază de prelucrare statistică, reprezintă în general valori maxime, cu o anumită probabilitate p (%) de a fi depășite într-o anumită perioadă de timp [1]:

$$q^n = q_{max\ p\%} = (1 + t\, c_v)\ \bar{q} \tag{3.1}$$

Pentru acțiunile care nu pot fi analizate statistic, ca intensități normate se consideră valorile nominale date în standarde.

Intensitățile de calcul se obțin prin înmulțirea valorilor normate cu coeficienții acțiunilor, n_i sau γ_i conform relației (3.2), prin care se ține seama de abaterile posibile în sens defavorabil față de valorile normate, datorită variabilității statistice a acțiunilor. Coeficienții n_i, pentru fiecare acțiune în parte, se stabilesc pentru verificările la diferite stări limită conform standardelor și normelor de specialitate.

$$q = q^n \cdot n_i \tag{3.2}$$

În cadrul unor stări limită, pentru intensitățile de calcul se utilizează și noțiunea de fracțiune de lungă durată a acțiunilor. Acțiunile cvasipermanente C^n se consideră în întregime de lungă durată, ca și cele permanente P^n.

Pentru acțiunile variabile V^n, se admite că o parte din acestea, obținute prin multiplicare cu coeficientul $n^d \leq 1,0$, pot fi aplicate timp îndelungat, restul acțiunii considerându-se de scurtă durată.

În consecință, fracțiunea de lungă durată a acțiunilor se obține din relația:

$$P^n + C^n + n^d V^n \tag{3.2a}$$

Pentru determinarea celor mai defavorabile solicitări posibile în orice secțiune de calcul a elementelor structurale, efectul acțiunilor se cumulează în cadrul unor grupări.

Prin gruparea acțiunilor se ține seama de posibilitatea apariției simultane, cu efect defavorabil, a diferitelor acțiuni considerate cu valoarea lor de calcul, având în vedere specificul stării limită la care se face verificarea.

În tabelul 3.2 se prezintă cele două categorii de grupări ale acțiunilor, utilizate în determinarea celor mai defavorabile efecte ale acestora: grupările fundamentale și grupările speciale.

În grupările fundamentale GF se consideră:

- acțiunile permanente P_i;
- acțiunile temporare, cvasipermanente C_i sau variabile V_i, a căror prezență simultană este practic posibilă.

În grupările speciale GS se consideră:

- acțiunile permanente P_i;
- acțiunile temporare (C_i și V_i), a căror prezență în momentul apariției unei acțiuni excepționale este posibilă; dacă acțiunea excepțională E este seismul, dintre acțiunile temporare se iau în considerare numai cele gravitaționale;

- o acțiune excepțională, E.

Intensitățile de calcul ale acțiunilor, în grupările fundamentale și speciale se calculează cu relațiile (3.3 ... 3.7) din tabelul 3.2.

Tabelul 3.2

Starea limită la care se face verificarea		Gruparea de încărcări	Relația
Gruparea fundamentală de încărcări – **GF**			
SLU	De rezistență și de stabilitate	$\sum_i n_i P_i^n + \sum_i n_i C_i^n + n_g \sum_i n_i V_i^n$	(3.3a)
		$\sum_i n_i P_i^n + \sum_i n_i C_i^n + \sum_i n_{gi} n_i V_i^n$	(3.3b)
	De oboseală	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_i^d V_i'^n + V_{ob}$	(3.4)
SLEN	Verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + n_g \sum_i V_i^n$	(3.5a)
		$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_{gi} V_i^n$	(3.5b)
	Verificări sub efectul fracțiunilor de lungă durată	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_i^d V_i^n$	(3.6)
Gruparea specială de încărcări – **GS**			
SLU	De rezistență și stabilitate	$\sum_i P_i^n + \sum_i C_i^n + \sum_i n_i^d V_i^n + E_1$	(3.7)

În relația (3.4), $V_i'^n$ sunt date de încărcările variabile care nu produc oboseală, iar V_{ob} de acțiunea care produce ciclurile de solicitare.

Relațiile (3.3a, 3.5a) se utilizează la calculele obișnuite (neautomatizate) n_g fiind coeficientul de grupare în cazul în care se iau mai multe acțiuni variabile, coeficient cu valoare subunitară ce ține seama de probabilitatea redusă ca aceste acțiuni să apară simultan cu intensitatea lor maximă.

Valorile pe care le ia n_g sunt următoarele:

- 1,0 în cazul unei singure încărcări variabile;
- 0,9 în cazul a două sau trei încărcări variabile;
- 0,8 în cazul a patru sau mai multe încărcări variabile.

Relațiile (3.3b, 3.5b) se aplică în cazul în care se utilizează mijloace de automatizare a calculelor.

Coeficienții de grupare „n_{gi}" se vor adopta cu valori diferite pentru verificări în puncte diferite și pentru diferitele încărcări astfel:

- 1,0 pentru încărcarea cea mai importantă din punctul de vedere al verificării efectuate;
- 0,8 pentru următoarele două încărcări;
- 0,6 pentru celelalte încărcări.

La stările limită ale exploatării normale pentru verificări sub efectul încărcărilor totale de exploatare se consideră cel mult două încărcări variabile.

Pentru simplificarea relațiilor, în situațiile în care coeficienții încărcărilor n_i au valoarea unitară, nu s-au mai scris în tabelul 3.2.

Pentru acțiunile variabile de pe planșeele clădirilor etajate, în situații în care este improbabil ca acestea să acționeze cu intensitate maximă, se pot introduce coeficienți suplimentari de reducere, denumiți coeficienți de simultaneitate.

Eforturile secționale produse de acțiunile grupate conform relației (3.3) se numesc obișnuit eforturi de calcul (M, N, Q, M_t), iar cele care sunt produse de acțiunile grupate conform relațiilor (3.4 ... 3.7), eforturi de exploatare (M^E, N^E, Q^E, M_t^E).

Alte reguli privind alcătuirea grupărilor de încărcări sunt date în STAS 10101/0A-77 [40].

3.2 ÎNCĂRCĂRI PERMANENTE

Încărcările permanente, datorate unor cauze cu caracter permanent, ca greutatea elementelor de construcție (inclusiv a elementelor portante și de închidere), greutatea și împingerea pământului (terasamente, umpluturi), se manifestă de regulă ca sisteme de forțe date, acționând static.

Aceste forțe se determină conform datelor din proiect și condițiilor prevăzute pentru execuție.

Intensitățile normate ale încărcărilor datorate greutății elementelor de construcție și pământurilor se determină pe baza greutăților tehnice sau a valorilor încărcărilor permanente precizate în STAS 10101/1–78 [46] sau, în cazurile necesare, pe baza datelor furnizate de întreprinderile producătoare ale diferitelor materiale de construcție sau pe baza unor determinări directe. În evaluarea acestor încărcări se consideră efectul umidității și a gradului de îndesare în condițiile specifice de execuție și exploatare.

În cazurile când încărcările permanente au un efect favorabil asupra siguranței construcțiilor, se vor avea în vedere coeficienții subunitari ai acestor încărcări. De regulă coeficienții încărcărilor permanente, considerați în calcule, se vor lua în acelați sens pentru toată structura sau partea de structură calculată.

Valorile normate ale intensității încărcărilor permanente curente sunt date în tabelul 3.3.

Evaluarea încărcărilor permanente se poate face și pe baza greutăților tehnice stabilite prin determinări directe în următoarele cazuri:

- pentru elemente de construcție confecționate din materiale și produse noi, pentru care greutățile tehnice respective nu sunt stabilite printr-o prescripție tehnică;

- pentru elemente de construcție situate în condiții speciale de microclimat (umiditate peste starea admisă de standarde pentru materiale de construcție), impregnări, etc;
- pentru elemente prefabricate tipizate de mare serie;
- pentru elemente și părți de construcție speciale care nu se încadrează între cele din prezentul standard sau pentru care o determinare cât mai reală a încercărilor permanente este strict necesară pentru siguranță construcției.

Pentru cazurile în care se vor face determinări directe, încărcările permanente se vor stabili printr-o analiză temeinic justificată.

Tabelul 3.3

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m²]
	1. ELEMENTE DIN BETON ȘI BETON ARMAT (pentru 1 cm grosime)	
1.1	Beton simplu (cu pietriș sau piatră spartă)	240
1.2	Beton armat (cu pietriș sau piatră spartă)	250
1.3	Beton cu agregate din spărturi ceramice	180
1.4	Beton cu granulit: - Clasa < C 2,8/3,5 (B 10) - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 .... 75) - Clasa C 6/7,5 (B 100) - Clasa C 8/10 (B 150)	 70 110 130 170
1.5	Beton cu agregate din zgură expandată: - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 ... 50) - Clasa C 4/5 (B 75) - Clasa C 6/7,5 ... 8/10 (B 100 ... 150)	 140 180 200
OBSERVAȚII: 1 – Greutatea tehnică a betonului proaspăt turnat se determină sporind valoarea din tabel cu 2000N/m³ 2 – Greutatea tehnică a betonului armat de 25000 N/m³ corespunde unei armături de 1000 N/m³ beton. Calculul exact se poate face cunoscând cantitatea de armătură dintr-un m³ de beton și greutatea tehnică a betonului simplu de 24000 N/m³. 3 – Greutatea tehnică a betonului armat cu armătura rigidă (din laminate de oțel) se determină ca sumă a greutății tehnice a betonului și armăturii dintr-un m³.		
	2. ÎNVELITORI (încărcare pe m² de suprafață înclinată)	
2.1	Azbociment (inclusiv șipcile și căpriorii): - plăci plane de 4 mm grosime (STAS 5584 – 73) așezate simplu așezate dublu - plăci ondulate cu ondule mici de 5,5 mm grosime (STAS 5936/1 – 75) - plăci ondulate cu ondule medii de 6 mm grosime (STAS 5936/1 – 75) - plăci ondulate cu ondule mari de 6 mm grosime (STAS 5936/1 – 75)	 240 390 250 230 200
2.2	Carton bituminat de greutate medie într-un singur strat acoperit cu bitum și presărat cu nisip (STAS 138 – 76) OBSERVAȚIE: Pentru alte alcătuiri, a se vedea nr. crt 3.1 Izolații hidrofuge	50
2.3	Ceramice (inclusiv șipcile și căpriorii) - olane de acoperiș (23 N/buc) (STAS 513 – 74) exclusiv mortarul de ciment - țigle solzi (13,5 N/buc) din argilă arsă (STAS 515 – 71):	 125

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m²]
	pe un rând pe două rânduri cu jgheab, presate (26 N/buc) cu jgheab, trase (24 N/buc)	650 850 500 500
2.4	Lemn (inclusiv șipcile și căpriorii) - șindrilă sau șiță	 400
2.5	Sticlă - geamuri armate (inclusiv șprosurile) de: 5 mm grosime 6 mm grosime	 300 350
2.6	Tablă - zincată (STAS 2028 – 71) sau neagră (STAS 1946 – 69) inclusiv astereala și căpriorii - ondulată (de 1 mm grosime) (STAS 2029 – 68) incl. materialul de fixare)	 300 120
2.7	Diverse - stuf sau trestie, de 40 cm grosime, inclusiv șipcile și căpriorii - paie, 40 cm grosime, inclusiv șipcile și căpriorii - astereală de 2,4 cm grosime pentru învelitoare	 800 750 150
OBSERVAȚIE: Pentru elemente (luminatoare, platforme suspendate) se vor consulta proiectele tip în vigoare.		
3. IZOLAȚII (încărcare pe m² de suprafață înclinată)		
3.1 Izolații hidrofuge		
3.1.1	Materiale bitumate în foi: - carton bitumat - pânză bitumată	 20 30
3.1.2	Mase bituminoase (soluții pentru amorsare, suspensii de bitum filerizat, mastic): - celochit, strat rezultat în grosime de 1,7 ....2 mm - suspensie de bitum filerizat (subif) strat rezultat în grosime de 1,5 mm peste pânză - strat pentru amorsare - strat pentru lipire și etanșare, mastic din bitum cu circa 30 % filer de 1,7 ...2 mm grosime	 20 20 1 20
3.1.3	Strate ce servesc la bariere de vapori: - două strate de bitum topit cu circa 20 % filer aplicat peste un strat de amorsaj - un strat de carton bitumat tip CA 500 (STAS 138 – 76) între două strate de bitum cu circa 20 % filer aplicat peste un strat de amorsaj	 35 60
3.1.4.	Strate ce servesc la izolația hidrofugă de la acoperișuri: - trei strate de carton bitumat tip CA 500 (STAS 138 – 76) între 4 strate de bitum filerizat cu circa 20 % filer aplicate peste un strat de amorsaj și cu protecție dintr-un strat uniform de nisip grăunțos. - două strate de pânză bitumate A 55 (STAS 1046 – 78)și un strat de carton bitumat CA 500 (STAS 138 – 76) între patru strate de bitum filerizat cu circa 20 % filer aplicate peste un strat de amorsaj și protejate cu un strat uniform de nisip grăunțos - un strat de pânză bitumată tip A 55 (STAS 1046 – 78) și două strate de împâslitură de fibre de sticlă bitumată tip IA (STAS 7916 – 75) între patru strate de bitum filerizat cu circa 20 % filer, aplicate peste un strat de	 175 190

Nr.crt	Element de construcţie	Valoarea încărcării [N/m²]
	amorsaj şi presărat cu un strat uniform de nisip grăunţos.	175
	- un strat de pânză bitumată tip A 55 (STAS 1046 – 78) un strat de împâslitură din fibre de sticlă bitumată tip IA şi un strat de împâslitură din fibre de sticlă bitumată tip IB (STAS 7916 – 75) aplicate peste un strat de amorsaj şi lipite cu trei strate de mastic	130
	- două strate de pânză bitumată tip 50 sau tip 40 (STAS 1046 – 78) între strate de suspensie de bitum filerizat – subif – (STAS 58 – 71) şi celochit (STAS 661 – 71) fără şapă de protecţie.	120
3.1.5	Strate de protecţie utilizate la hidroizolaţii aplicate la acoperişuri peste hidroizolaţia terminată:	
	- mortar bituminos cu subif (pentru 1 mm grosime)	22
	- nisip Ø1 ...3 mm aşternut uniform	30
	- un strat uniform de nisip grăunţos aşternut într-un strat de mastic (strat suplimentar)	50
	- un strat uniform de pietriş aşternut într-un strat de mastic fierbinte (strat unic, exclusiv bitumul)	200
	- un strat depietriş gros de 4 cm, simplu aşezat pe terase necirculabile, aplicat peste hidroizolaţia terminată	700
	- dale de beton prefabricate (20 x 200 x 3 cm) pe pat de nisip de 2 cm grosime	100
	3.2 Izolaţii termice	
3.2.1	Azbest plăci (pentru 1 cm grosime)	120
3.2.2	Beton (pentru 1 cm grosime):	
	- cu agregate de granulit	110
	- cu agregate de zgură expandată	140
	- cu agregate vegetale (plăci nemontate)	65
	- celular autoclaviaz tip GBN	60
	- celular autocalvizat tip GBC	69
3.2.3	Mase plastice (pentru 1 cm grosime):	
	- masă celulară Ampora	3
	- polistiren expandat	3
	- spumă rigidă de poliuretan	6
3.2.4	PFL poros (pentru 1 cm grosime)	45
3.2.5	Pâslă minerală cu liant bituminos în foi sau saltele, conform tabelului 2	
3.2.6	Plută*) plăci:	
	- expandată (superex) pentru 1 cm grosime	15
	- expandată şi aglomerată cu bitum (STAS 6970/4 – 71) pentru 1 cm grosime	18
	- expandată, sub pardoseală şi la terasă, lipite şi chituite cu bitum în grosime de:	
	- 1 cm	80
	- 2 cm	100
	- 5 cm	140
3.2.7	Saltele de vată conform tabelului 2	
	3.3 Izolaţii fonice în pardoseli (pentru 1 cm grosime)	
3.3.1	Pâslă minerală P 90 în covoare de 1,5; 2,0; 2,5 cm grosime (tip silan)	9
3.3.2	Vată minerală semirigidă (tip silan) în plăci de 1,0; 1,5; 2,0 cm grosime	
	- A 90	9
	- A 100	10

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m²]
3.3.3	Pudretă de cauciuc la pereți (pentru 1 cm grosime)	100
3.3.4	Vată minerală (tip silan) saltele cu grosimi de 4,0 ...10,0 cm la tratamente acustice	10
3.3.5	PFI poros - plăci fonoabsorbante perforate în grosime de: - 1,2 cm - 1,6 cm - 2,0 cm - plăci fonoabsorbante înțepate în grosime de: - 1,2 cm - 1,6 cm - 2,0 cm	 30 40 50 35 45 55
3.3.6	Vată minerală*) - plăci fonoabsorbante de tip FA, 2,0 cm grosime	 12
OBSERVAȚIE: Materialele de la pct. 3.2 și 3.3 marcate cu *) se folosesc ca materiale fonoizolatoare		
	4. PARDOSELI	
4.1	Covor PVC de 3 mm grosime lipit cu aracet sau prenandez inclusiv stratul de egalizare, din mortar de ciment de circa 3 cm grosime	750
4.2	Covor PVC de 3 mm grosime lipit cu aracet sau prenandez inclusiv dala flotantă sau șapa de 3,5 cm grosime: - cu strat fonoizolator din pudretă de cauciuc de 2,0 cm grosime și un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de vată minerală tip silan de 1 cm grosime și un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de polistiren celular ecruisat de 1 cm grosime și un strat de carton bitumat	 1000 900 900
4.3	Parchet LU din stejar de 2,2 cm grosime pe fibrobeton de 3,5 cm grosime rostuit cu bitum: - cu strat de nisip de egalizare de 2 cm grosime - cu strat de pudretă de cauciuc de 2 cm grosime	 900 650
4.4	Parchet LU din stejar de 2,2 cm grosime pe PFL poros de 1,6 cm grosime lipit cu aracet: - cu șapă de beton de 2 cm grosime - cu strat de pudretă de cauciuc de 2 cm grosime - cu strat de nisip de 2 cm grosime	 730 350 600
4.5	Parchet mozaic de 1 cm grosime lipit cu aracet inclusiv stratul de egalizare de mortar de ciment de 3 cm grosime	830
4.6	Parchet mozaic de 1 cm grosime pe dală flotantă sau șapă de 3,5 cm grosime: - cu strat fonoizolator din pudretă de cauciuc de 2,0 cm grosime lipit cu aracet și cu un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de vată minerală tip silan de 1 cm grosime cu aracet și un strat de carton bitumat - cu strat fonoizolator din plăci de polistiren celular ecruisat de 1 cm grosime lipit cu aracet și un strat de carton bitumat	 1050 980 970
4.7	Mozaic pe șapă din mortar de ciment de 3 cm grosime: - turnat de 1 cm grosime - plăci din beton mozaicat de 3 cm grosime	 940 1000

Nr.crt	Element de construcție	Valoarea încărcării [N/m²]
	5. PEREȚI (pentru 1 m² de suprafață a peretelui)	
5.1	Beton celular autoclavizat:	
	- plăci de 6,3 cm grosime tip GBN	1300
	- plăci de 6,3 cm grosime tip GBN	1400
	- plăci de 12,5 cm grosime tip GBN	1700
	- plăci de 12,5 cm grosime tip GBN	2000
	- blocuri mici de 19 cm grosime tip GBN	2200
	- blocuri mici de 19 cm grosime tip GBN	2600
	- blocuri mici de 24 cm grosime tip GBN	2600
	- blocuri mici de 24 cm grosime tip GBN	3600
5.2	Plăci din fâșii de ipsos cu diferite adausuri (STAS 1480 – 63):	
	- pereți despărțitori din plăci pline de 7,5 cm grosime gletuiți pe ambele fețe executați cu adaos de:	
	- ciment de rumeguș	700
	- ciment și spumogen	650
	- ciment și zgură	1050
	- pereți despărțitori din fâșii cu goluri de 7,5 cm grosime din ipsos cu adaus de ciment, armați cu trestie	800
5.3	Zidărie de cărămidă (inclusiv tencuiala pe ambele fețe) de:	
	- 7,5 cm grosime din cărămidă plină presată pe cale umedă de 240 x 115 x 63 mm (STAS 457 – 71)	1800
	- 7,5 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290 x 140 x 63 mm (STAS 5185/2 – 75)	1500
	- 10 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290 x 140 x 88 mm (STAS 5185/2 – 75)	2000
	- 12,5 cm grosime din cărămidă plină (STAS 457 – 71) de 240 x 115 x 63 mm	3000
	- 15 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale de 290 x 140 x 63 mm (STAS 5185/2 – 75)	3000
	- 25 cm grosime din cărămidă plină presată pe cale umedă (STAS 457 – 71) de 240 x 115 x 63 mm	5300
	- 30 cm grosime din cărămidă cu goluri verticale (STAS 5185/2 – 75) de 290 x 140 x 63 mm	5300
5.4	Pentru alte tipuri de pereți din zidărie, încărcarea permanentă se determină conform datelor din tabelul nr.3.4 crt.7	
5.5	Profilit (sticlă)	
	- perete din profile U, inclusiv rama:	
	- simplu	220
	- dublu	440
	6. PLACAJE PENTRU PEREȚI	
Ceramice (fără mortarul de poză) cărămizi pentru placaje de 115 x 60 x 60 mm		580

Greutăţi tehnice

Evaluarea greutăţilor elementelor de construcţii şi a acţiunilor permanente se stabilesc pe baza valorilor greutăţilor tehnice ale materialelor şi produselor de orice natură, în starea în care ele încarcă construcţiile.

Greutăţile tehnice reprezintă:

- greutăţile specifice pentru materiale omogene şi compacte (metale, lichide etc.);
- greutăţi specifice aparente pentru materiale neomogene, poroase sau cu goluri (lemn, cărămidă, beton);
- greutăţi specifice în grămadă sau în vrac (pentru balast, cărbune, ciment, cereale etc.), în stivă (pentru cherestea, hârtie, cărămizi etc.) sau în ambalaj (pentru conserve, ouă, fructe etc.).

Pentru evaluarea încărcărilor în calculul construcţiilor de locuit se folosesc greutăţile din tabelele 3.4 – 3.6.

Tabelul 3.4

GREUTĂŢI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCŢII (VALORI NORMATE)

Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m^3]
	1. Piatră de construcţii în blocuri	
1.1	Roci magmatice (eruptive):	
	- Andezit, trahit	26000
	- Bazalt, diorit	30000
	- Granit, porfir, sienit, dacit	28000
1.2	Roci sedimentare:	
	- Calcar compact	27000
	- Calcar poros, cochilifer	23000
	- Gresii	26000
	- Travertin	26000
	- Tufuri vulcanice	18000
1.3	Roci metamorfice:	
	- Ardezie, gnais	28000
	- Marmură	28000
	2. Lemn de construcţie	
2.1	Foioase (fag, gorun, salcâm, stejar):	
	- Uscat în aer (15% umiditate)	8000
	- Proaspăt tăiat sau umed	10000
2.2	Răşinoase (brad, larice, molift, pin):	
	- Uscat în aer (15% umiditate)	6000
	- Proaspăt tăiat sau umed	8000
	- Cherestea de brad aşezată în stive	5000
	OBS: - În greutăţile tehnice ale lemnului de construcţii uscat în aer este cuprinsă şi	

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m³]
	greutatea fierăriei mărunte (cuie, buloane etc.), restul fierăriei (tiranți, gusee, saboți), se consideră separat; - Greutățile tehnice ale lemnului uscat se măresc cu 1000 N/m³ pentru lemnul impregnat	
	3. Metale	
3.1	Fontă	72500
3.2	Oțel pentru construcții	78500
	4. Betoane de ciment	
4.1	Beton simplu (cu pietriș sau piatră spartă)	24000
4.2	Beton armat (cu pietriș sau piatră spartă)	25000
4.3	Beton cu agregate din spărturi ceramice	18000
4.4	Beton cu agregate din zgură expandată - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 ... 50) - Clasa C 4/5 (B 75) - Clasa C 6/7,5 ... 8/10 (B 100 ... 150)	 14000 18000 20000
4.5	Beton cu granulit - Clasa < C 2,8/3,5 (B 10) - Clasa C 2,8/3,5 (B 15 .... 75) - Clasa C 6/7,5 (B 100) - Clasa C 8/10 (B 150)	 7000 11000 13000 17000
4.6 4.6.1	Beton celular autoclavizat (gaz beton) - Produs pe bază de nisip (GBN), în stare uscată - marca GB 25 - marca GB 35 - marca GB 50	 5000 6000 7000
4.6.2	- Produs pe bază de cenușă (GBC), în stare uscată - marca GB 25 - marca GB 50	 5500 7500
4.6.3	- Produs pe bază de nisip (GBN), în stare umedă - marca GB 25 - marca GB 35 - marca GB 50	 6000 7200 8400
4.6.2	- Produs pe bază de cenușă (GBC), în stare umedă - marca GB 25 - marca GB 50	 6900 9400
	OBS: - În cazul utilizării în proiectul construcției a unui beton cu o greutate tehnică mai mică decât a betonului obișnuit (simplu sau armat), se va indica în proiect greutatea tehnică respectivă și prescripția oficială care reglementează tehnologia acestui beton; - Greutatea tehnică a betonului proaspăt turnat se ia mai mare ca aceea a betonului uscat, din tabel, cu 2.000 N/m³; - Greutatea tehnică a betonului armat de 25.000 N/m³ corespunde unei armături de 1.000 N/m³ beton.	

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m³]
5.1	Mortar de ciment: - întărit - proaspăt	 21000 22000
5.2	Mortar de ciment – var: - întărit - proaspăt	 19000 20000
5.3	Mortar de var sau ipsos: - întărit - proaspăt	 17000 19000
5.4	Pastă de ipsos: - întărită - proaspătă	 12000 14000
5.5	Mortar de argilă: - întărit - proaspăt	 16000 18000
	6. Cărămizi și blocuri pentru zidărie	
6.1	Cărămizi pline presate pe cale umedă: - Clasa C1 - Clasa C2 - Clasa C3	 13000 15000 18000
6.2	Cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale: - Clasa C1 - Clasa C2	 13000 15000
6.3	Cărămizi găurite cu lambă și uluc: - Clasa C0 - Clasa C1 - Clasa C2	 10000 13000 15000
6.4	Blocuri mici din beton, pline sau cu goluri, cu agregate ușoare: - Clasa C1 - Clasa C2 - Clasa C3	 13000 15000 18000
6.5	Blocuri mici din beton celular autoclavizat tip GBN (produs pe bază de nisip), pentru zidărie portantă - marca GB 35 - marca GB 50	 7200 8400
6.6	Blocuri mici din beton celular autoclavizat tip GBC (produs pe bază de cenușă), pentru zidărie portantă - marca 50	 9400
	OBS: - Valorile greutăților tehnice ale cărămizilor și blocurilor pentru zidărie indicate la acest punct, servesc la calculul greutăților tehnice ale zidăriilor corespunzătoare.	
	7. Zidărie	
7.1	Zidărie din cărămizi pline presate pe cale umedă - Clasa C1	 14500

GREUTĂȚI TEHNICE ALE MATERIALELOR DE CONSTRUCȚII (VALORI NORMATE)		
Nr. Crt.	Denumirea materialului	Greutate tehnică [N/m³]
	- Clasa C2 - Clasa C3	16000 18500
7.2	Zidărie din cărămizi, cu goluri verticale - Clasa C1 - Clasa C2	14500 16000
7.3	Zidărie din blocuri mici cu goluri, din beton cu agregate ușoare - Clasa C1 (cu agregate de Pătârlagele sau granulit) - Clasa C1 (cu alte agregate) - Clasa C2	 12000 13500 15500
7.4	Zidărie din blocuri mici sau plăci de beton celular autoclavizat de tipul GBC: - Marca 50	10500
7.5	Zidărie din blocuri mici sau plăci de beton celular autoclavizat de tipul GBN: - Marca GB 35 - Marca GB 50	 8500 9500
	OBS: 1. Valorile date nu cuprind greutatea tehnică a tencuielii; 2. Greutățile tehnice pentru tipurile de zidărie de mai sus, corespund unui mortar cu greutatea tehnică de 19.000 N/m³	
	8. Plăci pentru pereți, pardoseli, izolații	
8.1	Foi de plută aglomerată, din materiale plastice	3500
8.2	Linoleum, diferite grosimi	12000
8.3	Plăci de azbest	12000
8.4	Plăci din fibre de lemn, dure și extradure PFL (grosimi de 3,2; 4,0; 5,0; 6,0; 7,0 mm)	9000
8.5	Plăci rigide din PVC pentru pardoseli (grosimi de 1,5 ± 0,2 mm și 2,0 ± 0,1 mm)	18600
8.6	Plăci rigide din PVC pentru placaje interioare (grosime 1,3 ± 0,1 mm)	18600
8.7	Plăci din vată minerală (grosimi de 20; 30; 40; 50; 60; 70; 80 mm)	3500
8.8	Plăci presate PAL	6500
8.9	Plăci din beton celular autoclavizat tip GBN (produs pe bază de nisip) pentru izolații termice	6000
8.10	Plăci din beton celular autoclavizat tip GBC (produs pe bază de cenușă) pentru izolații termice	6900

Tabelul 3.5

GREUTĂŢI TEHNICE PENTRU DIVERSE MATERIALE DE CONSTRUCŢII		
Nr.crt	Denumirea	Greutatea tehnică **[N/buc]**
1	Plăci presate din sticlă (STAS 2863/2 – 76):	
	- tip P	12,6
	- tip S	22,0
	- tip T	18,5
	- tip R 60	7,6
	- tip R 80	10,9
2	Ţigle de sticlă (STAS 2863/2 – 76):	
	- ţigle cu jgheab	30,0
3	Ţigle cu coame din argilă arsă (STAS 515 – 71):	
	- ţigle cu jgheaburi laterale, presate	26,0
	- ţigle cu jgheaburi laterale şi la capete, presate	30,0
	- ţigle cu jgheab, trase	24,0
	- ţigle solzi	13,5

Tabelul 3.6

GREUTĂŢI TEHNICE PENTRU DIVERSE MATERIALE DE CONSTRUCŢII		
Nr.crt	Denumirea	Greutatea tehnică [N/m²]
1	Carton bitumat fără strat de acoperire (STAS 138 – 76):	
	- CI 250	5,0
	- CI 300	6,0
	- CI 333	6,5
	- CI 400	8,0
	- CI 500	10,0
2	Carton bitumat cu strat de acoperire (STAS 38 – 76):	
	- CA 250	13,0
	- CA 270	15,0
	- CA 300	19,0
	- CA 333	21,0
	- CA 360	21,6
	- CA 360/F	17,0
	- CA 400	23,0
	- CA 400/F	17,0
	- CA 440	24,0
	- CA 500	26,0
	- CA 500/F	20,0
	- CA 500/E	29,0
	- CA 500/3	32,0
	- CPB 300	20,0
	- CBP 360	21,6
3	Covor PVC pentru pardoseli, grosime:	
	1,5 mm	23,0
4	Dale flexibile PVC pentru pardoseli, grosime:	
	11,5 mm	23,0
5	Împâslitură din fibre de sticlă bitumată (STAS 7916 – 75):	
	- tip IA 600	15,0

GREUTĂŢI TEHNICE PENTRU DIVERSE MATERIALE DE CONSTRUCŢII		
Nr.crt	Denumirea	Greutatea tehnică [N/m^2]
	- tip IA 800	18,0
	- tip IA 900	20,0
	- tip IA 1100	24,0
	- tip IA 1300	28,0
	- tip IA 1900	40,0
	- tip IB 1200	23,0
	- tip IBP 900	29,0
	- tip IBP 1200	23,0
		29,0
6	Pânză bitumată (STAS 1046 – 78):	
	- tip 50	5,0
	- tip 40	5,0
	- tip A 55	30,0
	- tip A 45	28,0
	- tip A 35	25,0
	- tip A 30	28,0
7	Plăci rigide din PVC pentru pardoseli:	
	- tip K 25 (1,5 ± 0,2 mm grosime)	20,0
	- tip M 24 (2,0 ± 0,1 mm grosime)	38,0
8	Plăci rigide din PVC pentru placaje interioare (1,3 ± 0,1 mm grosime):	25,0
9	Plăci din talaş cu ciment bine stabilit:	
	- tip SC de 25 mm grosime	120,0
	- tip SC de 50 mm grosime	200,0
10	Rogojini din vată de sticlă pe plasă de rabiţ şi rogojini din vată de sticlă pe carton celulozic ondulat (STA 8077 – 72) cu grosime de:	
	- 2,0 cm	18,4
	- 3,5 cm	25,0
	- 5,0 cm	38,4
	- 6,0 cm	47,0
	- 7,0 cm	52,0
	- 8,0 cm	62,0
11	Saltele din pâslă minerală, inclusiv plasă de rabiţ cu grosime de:	
	- 2 cm	60,0
	- 1 cm	110,0
	- 5 cm	130,0
	- 8 cm	210,0
	- 10 cm	260,0
	- 12 cm	280,0
12	Saltele din vată de sticlă cu plasă de rabiţ (STAS 8077 – 72) cu grosime de:	
	- 3,0 cm	30,0
	- 4,0 cm	39,6
	- 5,0 cm	4,8
	- 6,0 cm	56,8
	- 7,0 cm	68,0
	- 8,0 cm	79,3
	- 10,0 cm	97,8

În aplicarea metodei stărilor limită, încărcările se iau în considerare cu intensităţile de calcul, care se determină prin înmulţirea intensităţilor normate cu coeficienţii încărcărilor (relaţia 3.2). Coeficientul încărcărilor pentru încărcările permanente se determină conform tabelului 3.7.

Tabelul 3.7

Nr. crt	Tipul încărcării		n	
			max.	min.
1	Greutatea elementelor permanente ale construcţiilor (greutatea elementelor structurale, greutatea elementelor de închidere) executate din:	- beton simplu sau armat cu greutatea specifică peste 18 KN/m^3 - metal - lemn	1,1	0,9
2		- beton simplu sau armat cu greutatea specifică sub 18 KN/m^3 - zidărie din cărămidă - zidărie din piatră	1,2	0,9
3	Greutatea elementelor de izolare, egalizare şi finisaj (tencuieli, şape, pardoseli, etc) executate în condiţii:	- industrializate	1,2	0,9
4		- de şantier, cu mijloace tradinţionale	1,3	0,9
5	Greutatea şi împingerea pământurilor şi umpluturilor		1,2	0,8
6	Forţele de precomprimare[4)]		1,1	0,9

3.3 ÎNCĂRCĂRI UTILE

Valorile normate ale intensităţii încărcărilor utile curente, care reprezintă valori maxime în condiţii curente de exploatare, sunt date în tabelul 3.8. Aceste valori se pot modifica în condiţiile unor justificări tehnico-economice corespunzătoare, aprobate odată cu proiectul. Pentru cazuri nespecificate în tabelul 3.8, aceste valori se vor stabili de la caz la caz, cu ajutorul unor metode fundamentate.

Valorile precizate în tabelul 3.8 nu ţin seama de:

- greutatea obiectelor grele situate în încăperile clădirilor de locuit sau social-culturale (sobe, case de bani, aparataj special medical etc.);
- încărcările date de utilajele speciale ale clădirilor (rezervoare şi motoare ale instalaţiilor clădirii, cazane de încălzire centrală, ascensoare etc.);
- greutatea pereţilor despărţitori.

În cazul în care planşeul urmează să suporte obiectele grele menţionate încărcările respective se vor considera că acţionează pe suprafeţele efectiv ocupate de acestea, în conformitate cu rezemarea lor reală; pe aceste suprafeţe nu se vor mai lua în calcul alte încărcări utile. În acest caz, elementele de construcţii şi construcţiile se vor verifica şi la încărcările specificate în tabelul 3.8. Încărcările utile enumerate în tabelul 3.8, coloanele 3 şi 4 acţionează pe direcţie verticală.

Tabelul 3.8

Nr. crt	Destinația clădirii sau încăperii	Încărcări în: Încăperi [N/m²]	Încărcări în: Spații de acces (coridoare, vestibuluri, scări, podeste) [N/m²]	Încărcări pe verticală sau orizontală la balustrade [N/m]
1	2	3	4	5
1	Acoperișuri și acoperișuri terase necirculabile, cu pante: a) > 1 : 20 b) ≤ 1 : 20	 500 750	 - -	 - -
2	Acoperișuri terase circulabile a) utilizate în copuri de odihnă, distracție, etc, aglomerări mari de oameni nefiind probabile b) aglomerări mari de oameni fiind probabile	 2000 4000	 3000 4000	 500 1000
	c) acoperișurile unor încăperi în hale industriale	Conform condițiilor tehnologice dar nu mai puțin de: 1500		
3	Locuințe (inclusiv coridoare și dependințe), case de odihnă, grădinițe de copii, creșe, dormitoare comune, hoteluri (cu excepția sălilor de adunare), camerele sanatoriilor, spitalelor și altor instituții similare	1500	3000	500
4	Birouri și alte încăperi de lucru (care nu sunt utilizate pentru depozitare și nu cuprind aparate sau utilaje) din instituții și organizații administrative, științifice și de proiectare, săli de clasă fără aparatură de laborator ale instituțiilor de învățământ, săli de lectură	2000	3000	1000
5	a. Laboratoare sau cabinete medicale ale instituțiilor medico – sanitare, științifice, de învățământ, de calcul, în bucătăriile cantinelor și localurilor, în etajele tehnice b. În băi publice, spălătorii, anexe sociale (vestiare, dușuri, etc)	Conform condițiilor de exploatare, dar nu mai puțin de:		
		2000	3000	1000

Nr. crt	Destinația clădirii sau încăperii	Încărcări în: Încăperi [N/m²]	Spații de acces (coridoare, vestibuluri, scări, podeste) [N/m²]	Încărcări pe verticală sau orizontală la balustrade (a se vedea obs. 12) [N/m]	Observații
6	Balcoane, logii – cea mai defavorabilă dintre ipotezele: a. încărcare distribuită pe o bandă de lățime 0,8 mm în lungul balustradei b. încărcare distribuită pe toată suprafața	1000 2000	- -	500 500	Obs. 10 Obs. 10
7	Poduri de cabluri electrice, pasarele de inspecție și circulație la grinzi de rulare și benzi transportoare	1500		500	
8	Poduri: a. necirculabile b. circulabile c. utilizate ca etaje tehnice sau având alte destinații speciale	750 1500 dar nu mai puțin decât 750 suplimentar echipamente lor, instalațiilor, etc Conform nr. Art. 5 a	3000	500	Obs. 6

3.4 ÎNCĂRCĂRI DATE DE PEREȚII DESPĂRȚITORI

Dacă amplasamentele unor pereți despărțitori neportanți nu pot fi indicate și nu sunt cunoscute în momentul proiectării sau dacă forma în plan a acestor pereți este complicată, se admite ca încărcările date de acești pereți să fie considerate drept încărcări utile, uniform distribuite pe un perimetru al suprafeței planșeului, pe care sprijinirea acestora este posibilă.

Prevederile acestui punct se aplică numai pereților despărțitori neportanți a căror greutate distribuită pe lungimea pereților nu este mai mare de 5000 N/m. În cazul planșeelor la care se poate considera o repartiție transversală a încărcărilor liniare, încărcările echivalente uniform distribuite pe m^2 au valorile:

a) pentru pereți despărțitori având greutatea până la 1500 N/m inclusiv ....500 N/m^2
b) pentru pereți despărțitori având greutatea între 1500 N/m și 3000 N/m, inclusiv..1000 N/m^2
c) pentru pereți despărțitori având greutatea peste 3000 N/m însă nu mai mare ca 5000 N/m inclusiv .... 1500 N/m^2.

În funcție de diversele situații speciale care pot să apară în practica proiectării, se pot adopta și alte valori, pe baza unui calcul justificativ. În toate cazurile în care poziția și greutatea pereților despărțitori sunt cunoscute, încărcările date de acești pereți se vor lua în calcul conform datelor reale. Pentru planșeele prefabricate (de tip fâșii cu goluri) modul de considerare a încărcărilor date de pereții despărțitori va fi dat în instrucțiunile de folosire a catalogului respectiv.

Pentru încărcările variabile, valorile coeficienților n și n^d se determină conform tabelului 3.9

Tabelul 3.9

<table>
<tr><th>Nr. crt</th><th colspan="2">Tipul încărcării</th><th>n</th><th>n^d</th></tr>
<tr><td>1</td><td rowspan="3">Încărcările distribuite pe acoperișuri și terase, în locuințe, în încăperi ale instituțiilor administrative, științifice, de proiectare, învățământ, în săli de mese, pe balcoane și logii, în băi publice, spălătorii, anexe sociale, în podurile de cabluri electrice, pe pasarelele industriale, în podurile necirculabile, având intensități normate (conform STAS 10101/2A – 78 tabelul nr. 1 nr.crt. 1...4, 5 b și 6.....8a) de:</td><td>până la 2 KN/m^2 (inclusiv)</td><td>1,4</td><td rowspan="3">0,4</td></tr>
<tr><td>2</td><td>între 2.....5 KN/m^2</td><td>1,3</td></tr>
<tr><td>3</td><td>egale cu 5 KN/m^2 sau mai mari</td><td>1,2</td></tr>
<tr><td>4</td><td rowspan="3">Încărcări distribuite în poduri circulabile, în săli de adunări și spectacole, în sălile comerciale ale magazinelor, în muzee și expoziții, în tribune, în adăposturi pentru animale, în ateliere cu utilaj ușor, ca și încărcarea datorită oamenilor și materialelor în fabrici sau ateliere având intensități normate (cf. STAS 10101/2A_1 – 78 tabelul 1 nr.crt.8 b, 9....14) de:</td><td>până la 2 KN/m^2 (inclusiv)</td><td>1,4</td><td rowspan="3">0,6</td></tr>
<tr><td>5</td><td>între 2.....5 KN/m^2</td><td>1,3</td></tr>
<tr><td>6</td><td>egale cu 5 KN/m^2 sau mai mari</td><td>1,2</td></tr>
<tr><td>7</td><td colspan="2">Încărcări distribuite în lungul unei linii la balustrade, pereți despărțitori, etc orientate pe direcție verticală sau orizontală</td><td>1,2</td><td>-</td></tr>
<tr><td>8</td><td colspan="2">Încărăcări concentrate aplicate pe treptele scărilor și pe elementele secundare ale acoperișurilor și planșeelor</td><td>1,2</td><td>-</td></tr>
</table>

OBSERVAȚIE: Coeficienții încărcărilor n și n^d nu includ coeficienți dinamici.

3.5 ÎNCĂRCĂRI DIN ZĂPADĂ

Acțiunea zăpezii se manifestă prin forțe exterioare distribuite, statice, acționând vertical asupra elementelor de construcție expuse.

Încărcarea din zăpadă se consideră conform STAS 10101/21-92 [42], cu valori diferite, în funcție de zona climatică în care este amplasată construcția. Valorile normate p_z^n și valorile de calcul p_z^c se calculează cu formulele :

$$p_z^n = c_{zi} \cdot c_e \cdot g_z \qquad (3.8)$$

$$p_z^c = \gamma_F \cdot c_{zi} \cdot c_e \cdot g_z \qquad (3.9)$$

unde:

c_{zi} – coeficient ce ține seama de aglomerarea cu zăpadă pe suprafața acoperișului, cu valori date în funcție de unghiul învelitorii "α" (tabelul 3.10);

c_e – coeficient ce ține seama de condițiile de expunere ale clădirii;

g_z – greutatea de referință a stratului de zăpadă;

γ_F – coeficient parțial de siguranță ce multiplică încărcarea normată și ține seama de clasa de importanță a clădirii și de gruparea de încărcări la care se face calculul.

Coeficientul c_{zi} se stabilește pentru fiecare formă distinctă de acoperiș, ținând seama de zăpada care cade liniștit, de redistribuirea zăpezii datorate vântului, de efectele de alunecare a zăpezii pe acoperișuri în pantă, în funcție de condițiile termice ale acoperișului în cauză, de pantă și de eventuale obstacole. La stabilirea coeficientului c_{zi} trebuie avute în vedere și extinderile posibile în viitor ale construcțiilor sau construcțiile învecinate ce pot fi realizate ulterior.

În cazul acoperișurilor cu configurație de depresiune sau căldare, trebuie să se aibă în vedere și posibilitatea aglomerărilor mari de zăpadă care se pot produce datorită vântului, prin admiterea, în cazuri justificate, că aglomerarea de zăpadă poate să se producă până la nivelul la care corespunde unei suprafețe superioare plate a stratului de zăpadă.

În cazul unor condiții termotehnice speciale pentru elementele supuse acțiunii zăpezii, încărcările acestor elemente trebuie reconsiderate, avându-se în vedere posibilitățile de topire a zăpezii și redistribuire a încărcărilor.

Pentru construcții de importanță deosebită și sensibile la acțiunea zăpezii, valorile c_{zi} se recomandă să se determine experimental pe model, în tunel aerodinamic.

Coeficientul c_e ține seama de condițiile de expunere ale clădirii, având următoarele valori:

- 0,6 pentru condiții deosebite de expunere, fără obstacole pentru condiții normale de expunere,
- 0,8 pentru condiții normale de expunere
- 1,0 pentru condiții speciale de adăpostire
- 1,1 pentru zone de acoperiș cu obstacole în calea spulberării zăpezii.

Tabelul 3.10

Nr. Crt.	Forma acoperişului şi scheme de variaţie a coeficientului c_{zi}	Coeficientul	
1.	Acoperişuri simple cu un plan α c_{z1}	α	c_{zi}
		$0 < \alpha \leq 30°$	1,0
		$30° < \alpha \leq 60°$	$\frac{60-\alpha}{30}$
		$\alpha > 30°$	0
	α α varianta 1 c_{z1} varianta 2 $1{,}25\ c_{z1}$ $0{,}75\ c_{z1}$	c_{zi} (se determină conform nr. crt. 1) Varianta 2 se aplică pentru acoperişuri cu $\alpha \geq 15°$	

Greutatea de referinţă a stratului de zăpadă g_z se determină în funcţie de zona caracteristică din tabelul 3.11. Zonele caracteristice României sunt prezentate în figura 3.1.

Coeficientul parţial de siguranţă γ_F, γ_0, γ_1, γ_2 ţine seama de clasa de importanţă a clădirii şi de gruparea de încărcări la care se face calculul. Valorile acestuia se iau din tabelul 3.12 iar valorile coeficienţilor parţiali de siguranţă $\gamma_{a \div f}$ din tabelul 3.13.

Clasele de importanţă pentru determinarea coeficienţilor parţiali de siguranţă $\gamma_{a \div f}$ sunt definite în tabelul 3.14, în conformitate cu STAS 10100/0-75 [39].

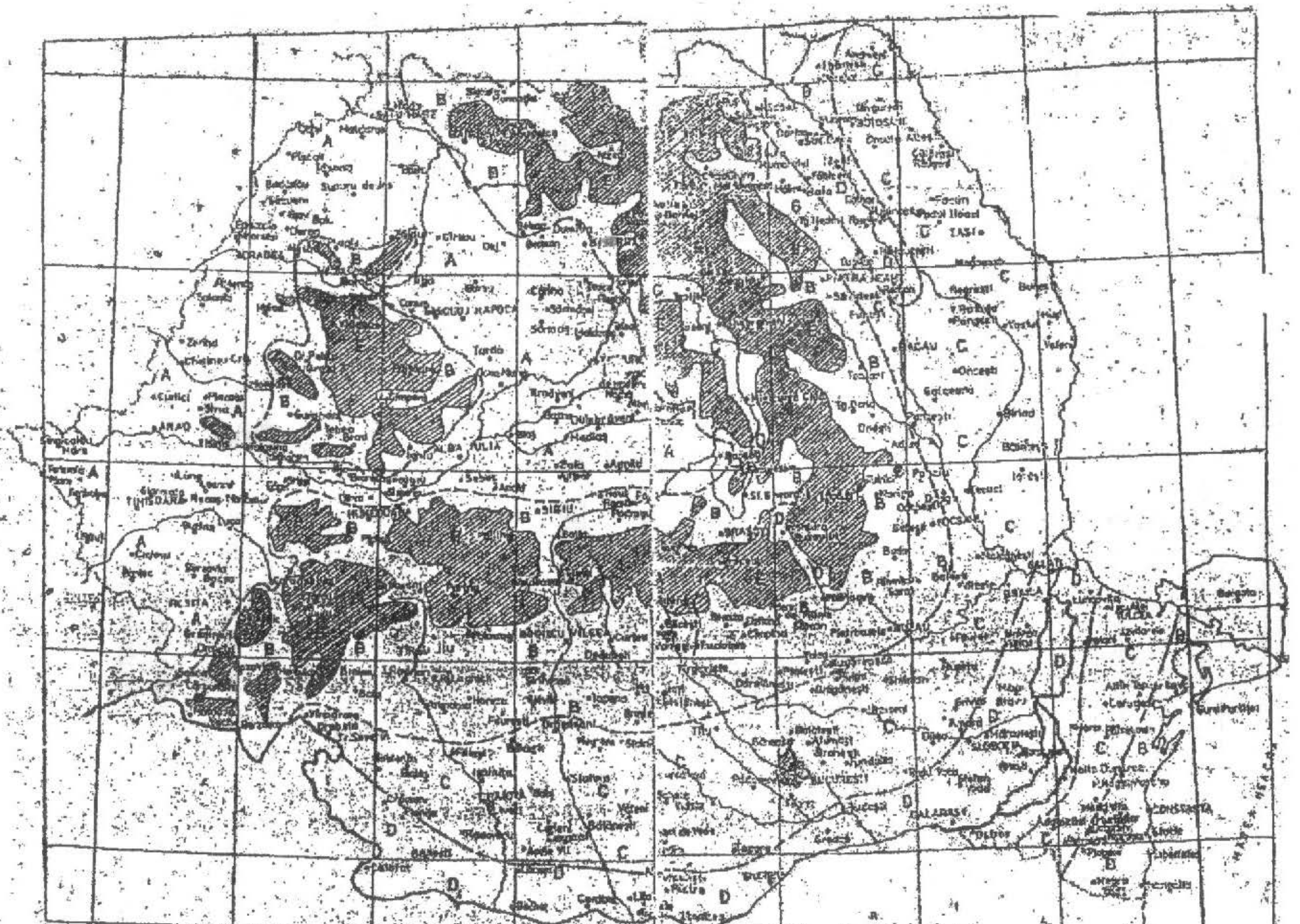


Figura 3.1 – Zonarea teritoriului României pentru acțiunea zăpezii

Tabelul 3.11

Zona din fig. 1	Altitudinea	Perioada de revenire, în ani		
		10	25	50
		Greutatea de referință g_z în [N/m^2]		
A	-	900	1200	1500
B	-	1200	1600	2000
C	-	1500	2000	2500
D	-	1800	2400	3000
E	700	1500	2000	2500
	800	1700	2250	2800
	900	1850	2400	3000
	1000	2000	2500	3300
	1100	2200	2900	3600
	1200	2400	3200	4000
	1300	2600	3450	4800
	1400	2850	3800	4700
	1500	3100	4100	5100
	1600	3400	4500	5600
	1700	3700	4900	6100
	1800	4000	5300	6600
	1900	4400	5800	7300
	2000	4800	6400	8000
	2100	5300	7000	8800
	2200	5800	7700	9600
	2300	6200	8300	10400
	2400	6700	9000	11200
	2500	7200	9600	12000

Tabelul 3.12

Stările limită și ruperile de încărcări	Simbolul coefic. parțial de siguranță	Zonele din fig. 3.1	
		A, B, C, D	E
		Coeficienți parțiali de siguranță	
Stările limită ultime de rezistență și stabilitate, sub acțiunea grupărilor fundamentale	γ_F	$\gamma_a - 0,4\frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3\gamma_a$	$\gamma_b - 0,4\frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3\,\gamma_b$
Stările limită ale exploatării normale, sub efectul încărcărilor totale de exploatare	γ_0	$\gamma_c - 0,2\frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3\gamma_c$	$\gamma_c - 0,2\frac{g_p}{c_e g_p} \geq 0,3\,\gamma_d$
Stările limită ale exploatării normale, sub efecte de durată. Stările limită ultime, sub acțiunea grupărilor speciale (în care acțiunea zăpezii joacă un rol secund)	γ_1	γ_e	γ_f
Stările limită ultimă de oboseală	γ_2	0	0,2

Tabelul 3.13

Clasa de importanţă	γ_a	γ_b	γ_c	γ_d	γ_e	γ_f
I	2,8	3,0	1,8	2,0	0,40	0,60
II	2,5	2,7	1,6	1,3	0,35	0,55
III	2,2	2,4	1,4	1,6	0,30	0,50
IV	2,0	2,2	1,2	1,4	0,25	0,45
V	1,3	2,0	-	-	-	-

Tabelul 3.14

Clasa de importanţă	Caracterizare	Observaţii asupra modului de asigurare
1	2	3
I	**Construcţii de importanţă excepţională** - Construcţii a căror avariere are urmări catastrofale - Construcţii a căror exploatare neîntreruptă este indispensabilă	În afara unor sporuri mai importante de asigurare, prescrise în reglementările tehnice cu caracter general, pot să fie stabilite, de la caz la caz, criterii speciale de asigurare, pe baza unei justificări corespunzătoare.
II	**Construcţii de importanţă deosebită** - Construcţii a căror avariere are urmări deosebit de grave - Construcţii necesare pentru recuperare în urma unor evenimente catastrofale (construcţii a căror supravieţuire este necesară pentru asigurarea unui minim de măsuri în vederea înlăturării urmărilor unor catastrofe).	Pe baza prevederilor unor reglementări tehnice sau pe baza unor justificări corespunzătoare, se adoptă unele sporuri faţă de asigurarea obişnuită.
III	**Construcţii de importanţă medie** - Clasa cuprinde majoritatea construcţiilor - Construcţii pentru care nu există indicaţii de încadrare în alte clase se încadrează în această clasă	Se utilizează valorile de bază ale coeficienţilor în verificarea siguranţei. De regulă nu se introduc diferenţieri din punctul de vedere al asigurării necesare.
IV	**Construcţii de importanţă secundară** Construcţii a căror avariere implică un pericol redus pentru viaţa şi sănătatea oamenilor şi produce pagube materiale reduse	Pe baza prevederilor unor reglementări tehnice sau pe baza unor justificări corespunzătoare, se adoptă unele reduceri faţă de asigurarea obişnuită.
V	**Construcţii neimportante** Construcţii provizorii de valoare redusă, a căror avariere nu prezintă pericole pentru viaţa şi sănătatea oamenilor, construcţii pentru adăpostirea temporară a animalelor	Unele criterii de asigurare pot să fie mult mai puţin severe decât în mod curent sau chiar să nu fie luate în considerare.

Diferenţierea nivelului de asigurare, cu referire la încadrarea în clase de importanţă, este legată de valorile considerate pentru acţiunile excepţionale sau pentru intensităţile excepţionale ale acţiunilor temporare, considerate în grupările speciale.

3.6 ÎNCĂRCĂRI DIN VÂNT

Acțiunea vântului se manifestă prin forțe exterioare distribuite, orientate în mod preponderent normal la suprafața expusă, dar având și componente tangențiale, importante în special pentru elementele de suprafață mare, conform STAS 10101/20-90 [41]. Din punct de vedere al efectului asupra construcțiilor, forțele produse de vânt se consideră ca sumă a două componente, statică și dinamică. În cazul construcțiilor curente, puțin sensibile la acțiunea vântului, încărcările din vânt se consideră că se aplică static.

În general, direcția curentului de aer este orizontală. În raport cu construcția, vântul se consideră că poată să bată din orice direcție.

Încărcarea din vânt se ia în calcule cu intensitatea normată p_v^n și cu cea de calcul p_v^c, gruparea încărcărilor făcându-se conform prevederilor din capitolul 3.

Relațiile de calcul ale intensităților încărcărilor din vânt sunt:

$$p_v^n = \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \quad (3.10)$$

$$p_v^c = \gamma \cdot p_v^n \quad (3.10a)$$

unde

β - coeficientul de rafală;

c_{ni} – coeficientul aerodinamic pe suprafața "i" a construcției;

$c_h(z)$ – coeficient de variație a presiunii dinamice de bază în raport cu înălțimea z deasupra terenului liber;

g_v - presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălțimea de 10 m deasupra terenului;

γ - coeficientul parțial de siguranță;

În vederea determinării efectelor fluctuante ale vântului, în funcție de sensibilitatea la acțiunea vântului, se consideră trei categorii de construcții, C_1, C_2, C_3.

Din categoria C_1 fac parte construcțiile curente, puțin sensibile la acțiunea vântului. În această categorie intră toate construcțiile, afară de cele din categoriile C_2 și C_3.

Din categoria C_2 fac parte construcțiile curente sensibile la acțiunea vântului. În această categorie intră:

- stâlpi ai liniilor electrice aeriene, turnuri, coșuri de fum, utilaje de tip coloană, estacade care au perioada proprie fundamentală mai mare de 0,25s;
- structuri de clădiri înalte, civile și industriale, care depășesc 40 m înălțime sau au perioada proprie fundamentală mai mare de 1s;
- alte structuri sau părți ușoare de construcție, flexibile (proeminențe, elemente de închidere etc.), susceptibile de a amplifica sensibil oscilațiile datorite fluctuațiilor presiunii vântului;
- construcțiile care nu fac parte din categoria C_2.

Din categoria C_3 fac parte construcțiile care ridică probleme speciale datorită sensibilității la acțiunea vântului și complexității comportării lor. În această categorie intră de exemplu turnurile de televiziune, antenele și coșurile de fum cu înălțimi de peste 150 m, turnurile de răcire cu înălțimi de peste 100 m, grupurile de conducte sau estacade cu deschideri sau înălțimi de peste 50 m.

În cazul construcțiilor din categoria C_1, componentele statică și fluctuantă ale vântului se iau în considerare împreună, iar coeficientul de rafală $\beta = 1,6$.

Coeficientul aerodinamic pe suprafața "i" a construcției c_{ni} pentru diferite scheme de construcție, pentru presiuni și sucțiuni sunt precizate în tabelul 3.15.

Tabelul 3.15

Profilul construcției și scheme de încărcări date de vânt	Indicații pentru definirea coeficientului c_{ni} și folosirea schemelor

α	h_1 / l: 0,00	0,5	1,0	≥ 2,0
	c_{n1}			
0°	0,0	- 0,6	- 0,7	- 0.8
20°	+ 0,2	- 0,4	- 0,7	- 0.8
30°	0.3	- 0,05	- 0,45	- 0.6
40°	+ 0,4	+ 0,3	- 0,2	- 0.1
60°	+ 0,8	+ 0.8	+ 0,8	+ 0,8

h_1 / l: 0,0	0,5	1,0	≥ 2,0
c_{n2}			
- 0,4	- 0,4	- 0,5	- 0,8

b/l	h_1 / l: ≤ 0,5	1,0	≥ 2,0
	c_{n3}		
≤ 1	- 0,4	- 0,5	- 0,6
≤ 2	- 0,5	- 0,6	- 0,6

Observație:
Coeficientul c_{n3} se referă la toate construcțiile închise, cu formă dreptunghiulară în plan.

La valorile pozitive ale coeficienților corespund presiuni, iar la valorile negative corespund sucțiuni.

Coeficienții c_{ni} se asociază în cazul presiunilor cu coeficientul $c_h(z)$, iar în cazul sucțiunilor cu $c_h(h_{med})$.

La construcțiile cu deschideri mari (hale, hangare, etc.) trebuie să se țină seama și de variația presiunii interioare (suprapresiune sau sucțiune) aplicată pe toate fețele construcției.

Pentru determinarea acestor variații de presiune, construcțiile se împart în două categorii: cu permeabilitate normală și cu permeabilitate ridicată.

Construcțiile cu permeabilitate normală se consideră cele la care raportul dintre suprafața golurilor, ce pot deschise simultan, din elementele de închidere (pereți, acoperiș) și suprafața elementelor de închidere, este de cel mult 0,15, iar construcțiile cu permeabilitate ridicată se consideră cele la care acest raport este mai mare de 0,15.

În cazul construcțiilor cu permeabilitate normală, variația presiunii interioare se ia egală cu $\pm 0{,}2 \cdot c_h(h_{med}) \cdot g_v$, iar în cazul celor cu permeabilitate ridicată de $\pm 0{,}5 \cdot c_h(h_{med}) \cdot g_v$. Încărcările corespunzătoare variațiilor de presiune interioară se suprapun în modul cel mai defavorabil peste încărcările determinate conform relației 3.10.

Pentru determinarea coeficientului $c_h(z)$ se consideră trei tipuri de amplasamente I, II și III, în funcție de mărimea și distribuția obstacolelor situate în vecinătatea construcției considerate.

În tipul de amplasament I se încadrează amplasamentele deschise (câmpii, silvostepe, malurile deschise ale mării, lacurilor etc.), precum și amplasamentele din zona construită cu obstacole cu înălțimi mai mici de 10 m.

În tipul de amplasament II se încadrează amplasamentele din orașe (cu excepția centrelor marilor orașe) și împrejurimi, din zone cu masive forestiere, alte amplasamente similare, acoperite relativ uniform cu obstacole cu înălțimi de peste 10 m.

În tipul de amplasament III se încadrează amplasamentele din centrele marilor orașe cu zone dens construite, cu majoritatea clădirilor având înălțimi de ordinul a 30 m sau mai mari. Pot fi luate în considerare și situații intermediare între cele trei tipuri de amplasamente, ca de exemplu între tipurile I și II, în cazurile în care înălțimea medie a obstacolelor h_{ob} este până la 10 m, iar distanța de la aceste obstacole până la construcție nu este mai mare de 8 h_{ob}.

Coeficientul $c_h(z)$ în funcție de înălțimea z deasupra terenului liber, în metri, se determină cu relația:

- pentru amplasamente de tip I:

$$c_h(z) = \left(\frac{z}{10}\right)^{0,32} \geq 1{,}0 \qquad (3.11)$$

- pentru amplasamente de tip II:

$$c_h(z) = 0{,}65\left(\frac{z}{10}\right)^{0,44} \geq 0{,}65 \qquad (3.12)$$

- pentru amplasamente de tip III:

$$c_h(z) = 0{,}65\left(\frac{z}{10}\right)^{0,66} \geq 0{,}30 \qquad (3.13)$$

Coeficientul $c_h(z)$ poate fi determinat şi din tabelul 3.16; pentru valori intermediare ale înălţimii z faţă de cele din tabel, $c_h(z)$ se obţine prin interpolare liniară.

Tabelul 3.16

Tipul de amplasament	≤ 10	20	40	60	80	100	150	200	350
	c_h (z)								
I	1,00	1,25	1,55	1,75	1,95	2,10	2,40	2,60	3,10
II	0,65	0,90	1,20	1,45	1,65	1,80	2,15	2,15	3,10
III	0,30	0,50	0,75	0,95	1,20	1,35	1,80	2,15	3,10

Presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălţimea de 10 m deasupra terenului, se determină în funcţie de amplasamentul construcţiei având în vedere harta de zonare din figura 3.2 şi valorile menţionate în tabelul 3.17.

Tabelul 3.17

Zona	Altitudinea m	Viteza mediată pe două minute v_{2m} m/s	Presiunea dinamică de bază stabilizată, la înălţimea de 10 m deasupra terenului [N/m²]
A	≤ 800	22	300
B	≤ 800	26	420
C	≤ 800	30	550
D	Zone cu condiţii deosebite pentru care se cer date din partea Institutului de Meteorologie şi Hidrologie		
E	1000	25	400
	1200	27	450
	1400	32	650
	1600	38	900
	1800	42	1100
	2000	46	1300
	2200	49	1500
	2100	52	1700

OBSERVAŢII :

1. Valorile privind presiunea dinamică de bază stabilizată şi viteza mediată pe două minute, au fost stabilite pe baza interpretării şirurilor de observaţii meteorologice obţinute de Institutul de Meteorologie şi Hidrologie şi sunt date pentru amplasamentele deschise de tip I, la înălţimea de 10 m deasupra terenului şi pentru o perioadă de revenire de 10 ani.

2. La stabilirea valorii presiunii dinamice de bază trebuie avute în vedere şi condiţiile de microrelief care crează situaţii de adăpostire sau de expunere, conform prevederilor STAS 10101/20-90 pct. 2.6 [41].

3. În zona E, se iau valorile din tabel numai în absența unor cercetări speciale.
4. În zone cu altitudini mai mici de 1400 m, p_{2m} și g_v nu trebuie să aibă valori mai mici decât cele ale zonelor limitrofe, cu altitudine sub 800 m.

Valoarea intensității de calcul a încărcării date de vânt se obține prin înmulțirea intensității normate cu un coeficient parțial de siguranță care este notat γ_F, γ_0, γ_1 sau γ_2 în funcție de stările limită și gruparea de încărcări la care se face verificarea.

Coeficienții parțiali de siguranță se stabilesc diferențiat în funcție de:
- zonele A, B, C, D și E din figura 3.2;
- starea limită și gruparea de încărcări la care se face verificarea, definite în capitolul 3;
- categoria construcțiilor;
- clasa de importanță (cf. tabel 3.14).

Valorile coeficienților parțiali de siguranță sunt prezentate în tabelul 3.18 și tabelul 3.19.

Tabelul 3.18

Stările limită și grupările de încercări	Simbolul coeficientului parțial de siguranță	**Zonele din fig. 3.2**	
		A, B, C	**D, E**
Stările limită ultime de rezistență și stabilitate sub acțiunea grupărilor fundamentale	γ_F	γ_a	γ_b
Stările limită ale exploatării normale, sub efectul încărcărilor totale de exploatare	γ_0	γ_c	γ_d
Stările limită ale exploatării normale sub efect de durată Stările limită sub acțiunea grupărilor speciale (în care acțiunea vântului joacă un rol secundar)	γ_1	γ_e	γ_f
Starea limită ultimă de oboseală	γ_2	0	0,2

Tabelul 3.19

Felul construcției	Clasa de importanță a construcției	γ_a	γ_b	γ_c	γ_d	γ_e	γ_f
Construcții curente puțin sensibile la acțiunea vântului (categoria C_1)	I	1,60	1,80	1,40	1,60	0,40	0,60
	II	1,40	1,60	1,20	1,40	0,35	0,55
	III	1,20	1,40	1,00	1,20	0,30	0,50
	IV	1,05	1,25	0,85	1,05	0,25	0,45
	V	0,90	1,10	-	-	-	-
Construcții sensibile la acțiunea vântului (categoria C_2 și C_3)	I	2,00	2,20	1,50	1,70	0,40	0,60
	II	1,75	1,95	1,30	1,50	0,35	0,55
	III	1,50	1,70	1,10	1,30	0,30	0,50
	IV	1,30	1,50	0,00	1,10	0,25	0,45

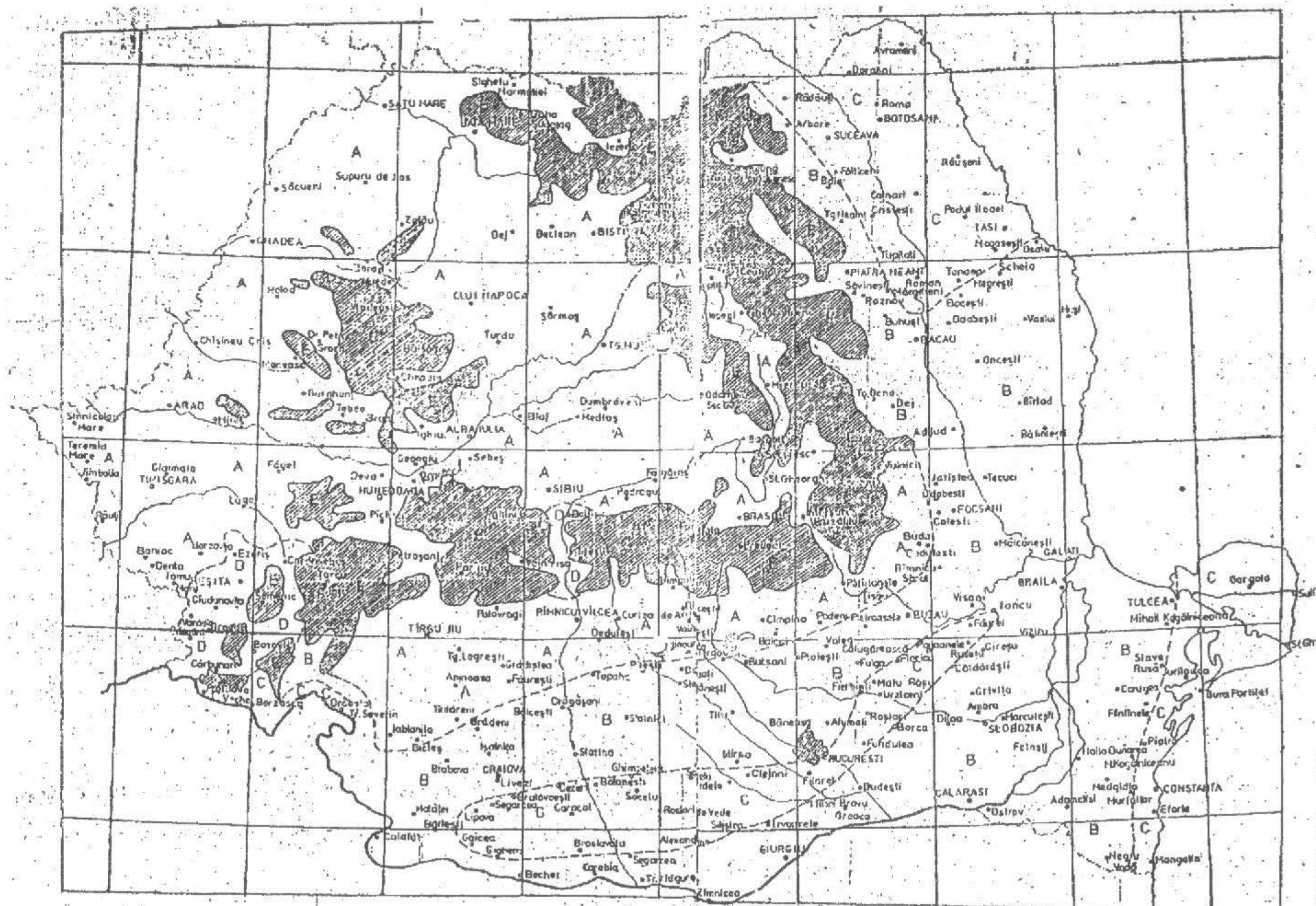


Figura 3.2 – Zonarea teritoriului României pentru acțiunea vântului

Valorile $\gamma_o, \ldots \gamma_f$ se stabilesc conform tabelului 3.19, cu excepția celor pentru unele sisteme speciale (linii aeriene de energie electrică, stații electrice, linii aeriene și comunicație, etc), care se stabilesc conform prescripțiilor speciale referitoare la asemenea sisteme.

În cazul componentelor ușoare (elementelor de închidere, etc.), la care solicitările sunt determinate practic numai din acțiunea vântului, valorile determinate conform tabelului 3.19 se sporesc cu 50 % dacă acestor componente li se atribuie aceeași importanță ca structurii principale. În alte situații se aplică un spor de 0...50 %, apreciat de la caz la caz de proiectant.

CAP 4. ACOPERIŞURI TIP ŞARPANTE DIN LEMN

4.1 GENERALITĂŢI

Acoperişurile sunt elemente de construcţie, având rolul de a asigura protecţia la partea superioară a clădirii împotriva acţiunilor climatice. Pentru a îndeplini această funcţiune, acoperişul trebuie să asigure colectarea şi îndepărtarea apelor meteorice, în vederea prevenirii deteriorărilor ce ar putea apărea în cazul pătrunderii acestora în clădire.

Acoperişurile se împart în două grupe: acoperişuri tip şarpantă (având o pantă mare a învelitorii) şi acoperişuri plate, tip terasă (având o pantă redusă de scurgere a apelor meteorice).

Acoperişurile tip şarpantă au în componenţă următoarele elemente: *învelitoarea*, *şarpanta* şi *elementele accesorii*.

Învelitoarea constituie partea de protecţie a acoperişului împotriva intemperiilor trebuind să asigure scurgerea apelor de pe acoperiş şi să asigure impermeabilitatea la acţiunea apei de orice formă.

Şarpanta reprezintă partea de rezistenţă a acoperişului şi este alcătuită din ansamblul elementelor portante ce asigură preluarea încărcărilor de la învelitoare şi le transmite la structura de rezistenţă verticală a clădirii.

Elementele accesorii sunt streaşinile, burlanele şi jgheaburile, care au rolul de a colecta apele de pe acoperiş şi de a le îndepărta de la pereţii clădirii.

Cele mai des utilizate tipuri de şarpante sunt cele din lemn. Acestea prezintă o serie întreagă de avantaje în execuţie şi în exploatare, cum ar fi: o execuţie uşoară şi rapidă, îmbinări simple, greutate proprie relativ redusă şi o exploatare sigură.

Dezavantajele şarpantelor din lemn: durabilitatea relativ redusă şi pericolul de incendiu, pot fi înlăturate prin tratarea corespunzătoare a materialului lemnos împotriva focului şi a degradărilor.

4.2 ÎNVELITORI. PANTELE ÎNVELITORILOR

Pentru ca învelitoarea să asigure scurgerea apelor, acoperişul este executat în mai multe plane înclinate faţă de orizontală, numite "pante" sau "ape", plane care (în general) fac acelaşi unghi cu orizontala.

Tipul învelitorii determină greutatea şi panta versanţilor acoperişului. Panta unui acoperiş trebuie să fie [36], cu atât mai mare cu cât materialul din care se execută este mai puţin impermeabil sau are mai multe rosturi.

Panta învelitorii se alege în funcţie de materialul din care este alcătuită învelitoarea, conform tabelului 4.1. În tabel sunt date valorile minime, uzuale şi maxime ale pantelor din câmpul învelitorilor, măsurate pe linia de cea mai mare pantă.

Tabelul 4.1

Nr crt	Material şi mod de alcătuire	Panta învelitorii, cm/m		
		minimă	uzuală	Maximă
1	Hidroizolaţii cu una sau două foi bituminate (STAS 138 – 80; STAS 7916 – 80) cu:			
	un strat prins direct în cuie sau şipci, utilizat la construcţii provizorii			
	două straturi, primul prins în cuie, al doilea lipit de primul cu mastic de bitum	20	25...45	Vertical
2	Hidroizolaţii îm straturi multiple, din foi bituminate (STAS 138 – 80; STAS 7916 – 80< STAS 1046 – 78< STAS 10126 – 80), lipite cu mastic de bitum cu protecţie			
	- uşoară (vopsire, folie reflectorizantă, etc)	1,5	2.....7	20
	- grea (pietriş la terase necirculabile)			
	- grea (dale la terase circulabile)	1,5	2....5	7
	- uşoară şi cu măsuri speciale de asigurare contra alunecării	1,5	2.....4	5
	– hidroizolaţiei	20	40....70	150*)
3	Ţigle din argilă arsă, STAS 515 – 79			
	a) solzi:			
	- aşezate simplu	60	70....90	275
	- aşezate dublu	45	55....70	275
	b) cu jgheab			
	- trase	45	50....70	120
	- presate	35	45....70	120
4	Ţigle cu jgheab din mortar de ciment	55	56.....70	120
5	Olane, STAS 513 – 74	25	30....50	vertical
6	Azbociment – plăci plane, mici, STAS 5584 – 73			
	- un strat	45	50.....70	vertical
	- două straturi	35	45.....70	vertical
	şiţe din azbociment			
	- simple	45	55.....70	vertical
	- duble	35	45.....70	vertical
7	Plăci ondulate din azbociment, STAS 5936/1- 80	Conform STAS 3303/1 - 88		
8	Plăci ondulate, din polimeri			
	- versant dintr-o singură placă	5	5....30	vertical
	- versant din mai multe plăci	12	12....30	vertical
9	Panouri din tablă ondulată STAS 2029 – 80 sau cutată, neagră STAS 1946 – 80 zincată STAS 2028 – 80			
	versant dintr-o singură foaie	5	5....20	vertical
	versant de mai multe foi	12	12....40	vertical
10	Tablă plană			
	- cu falţuri orizontale şi verticale duble	15	30 60	vertical
	- cu falţuri orizontale şi verticale duble	7	15.....40	vertical
	montate: - în solzi	40	5...275	vertical
	- cu şipci	40	5...275	vertical
	- la cornişe şi brîuri (profile cu falţuri)	2	5.....10	vertical

11	Şiţ, şindrilă - în două straturi - în trei straturi sau mai multe			 60 50	 70..180 60..110	 vertical vertical
12	Stuf şi trestie			60	80...120	275
13	Geam la: a. lucarne, tabachere	Microclimat interior				
		Temperatura interioară 0^0C	Umiditatea relativă a aerului %	10	15....40	vertical
		-	-			
	b. luminatoare - simplu - dublu	≤ 15°	60 61.....80 60 61.....80	30 45 30 30	31.....35 46.....52 31.....35 31.....35	vertical vertical vertical vertical
	- simplu - dublu	> 15°	60 61....80 60 61....80	45 45 30 45	46.....52 46.....52 31.....35 46.....52	vertical vertical vertical vertical

*) Racordările hidroizolaţiei la atice, racorduri şi corpuri de clădiri învecinate mai înalte se execută pe verticală cu fixare la partea superioară.

Instrucţiunile STAS 3300/2-88 [49] precizează că la proiectarea învelitorilor se ţine cont, pe lîngă modul de alcătuire a acestora, de încadrarea amplasamentului construcţiei faţă de condiţiile locale de expunere la vânt şi faţă de condiţiile de simultaneitate a ploilor şi a vântului, conform hărţii de zonare a teritoriului României (figura 4.1).

Amplasamentul construcţiei, în funcţie de localizarea acestuia pe teritoriul Romaniei, poate fi încadrat din punct de vedere al condiţiilor locale de expunere la vânt, în:

- amplasament normal (în câmpie sau podiş);
- amplasament protejat (în zonele depresionare, înconjurate de dealuri sau mărginite de dealuri pe direcţia vânturilor dominante);
- amplasament expus (în zonele din vecinătatea mării sau a unor întinderi mari de ape, pe o distanţă de 5 km sau în văi înguste şi deschise, trecători, vârfuri şi versanţi de munte afectaţi de vânturi).

În funcţie de condiţiile strict locale în care se află amplasamentul proiectantul poate aprecia trecerea obiectivului de la zona I la zona II sau invers.

Valorile pantelor învelitorilor cuprinse între minim şi uzual (valoarea minimă) se folosesc în cazul suprafeţelor reduse, a lungimilor reduse de versant, a frângerilor de pantă, lucarnelor sau copertinelor.

Valorile pantelor învelitorilor cuprinse între uzual (limita superioară) şi maxim se pot folosi în zona III doar în cazul luării de măsuri speciale de prindere şi de protecţie a învelitorii.

La învelitorile cu dolii ale căror pante scad sub valoarea minimă, se intercalează între planurile acoperişului care formează dolia un plan a cărui pantă are valoarea minimă.

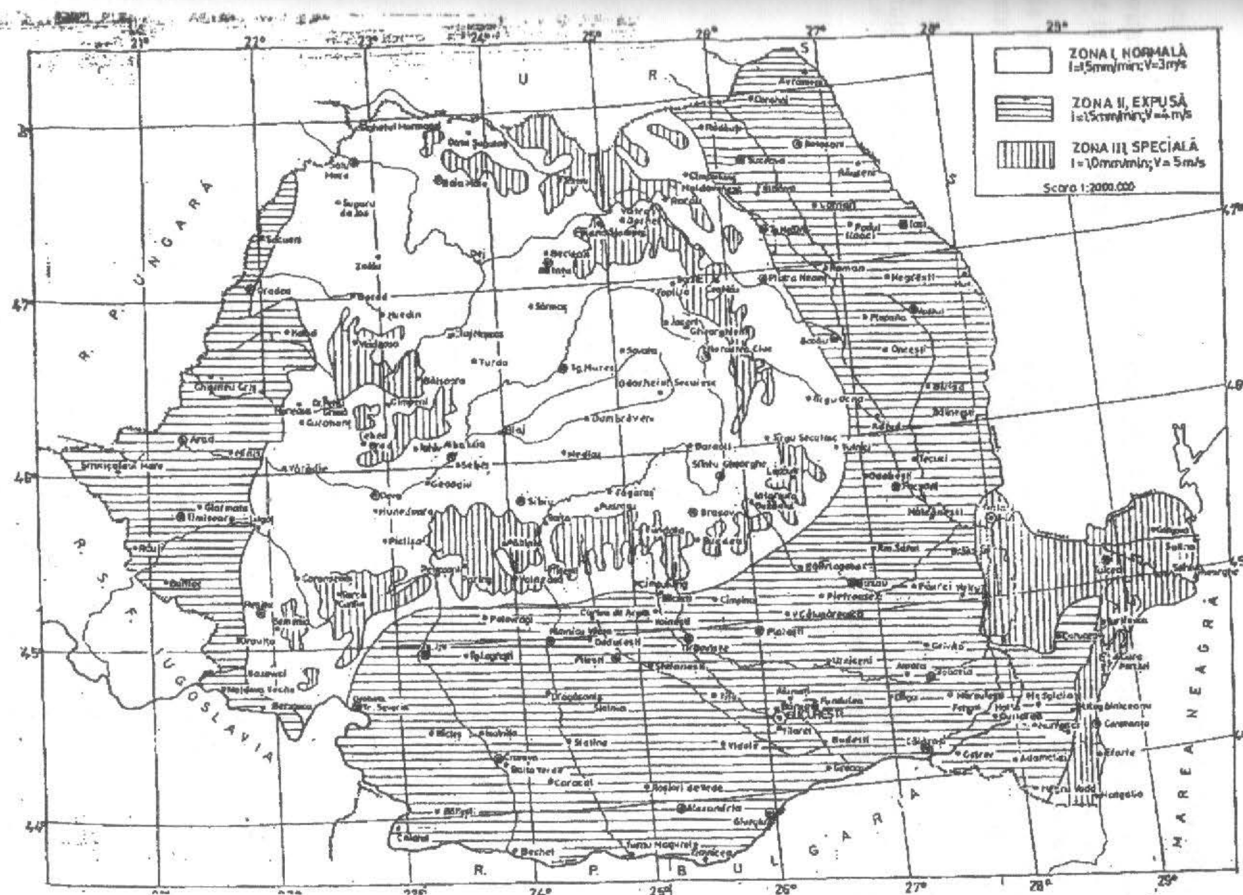


Figura 4.1 – Harta cu zonarea climatică a teritoriului României din punct de vedere al intensităţii maxime şi al simultaneităţii ploilor şi vântului

4.3 SOLUŢII CONSTRUCTIVE PENTRU ŞARPANTE

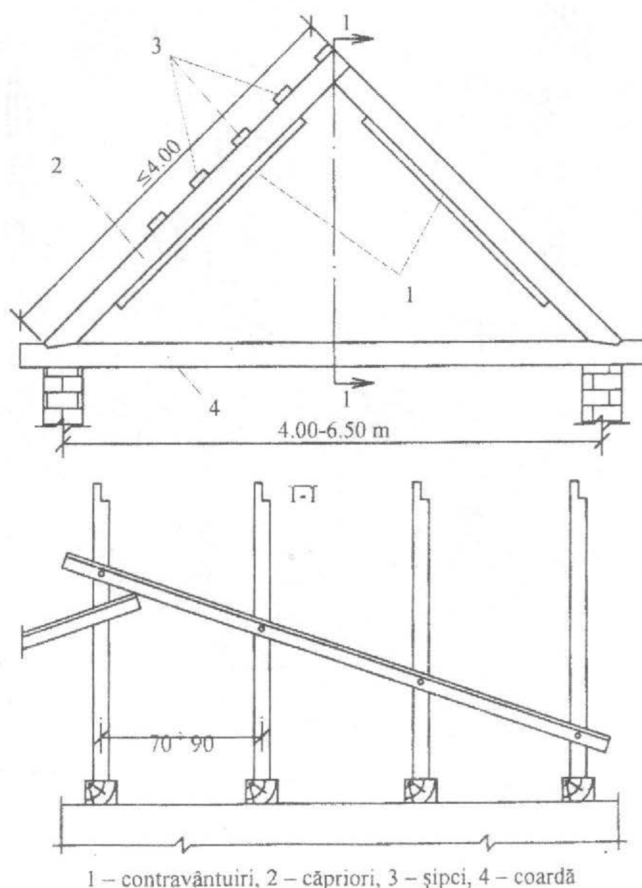
Tipuri de şarpante

Şarpantele folosite în mod frecvent la clădirile de locuit, social-administrative sau culturale cu deschiderile transversale până la 18 m, au o alcătuire specială şi se numesc şarpante dulghereşti sau clasice.

Acestea pot fi clasificate după modul de rezemare pe elementele structurale ale clădirii în: şarpante cu căpriori, şarpante cu scaune, şarpante cu macaz, şarpante mixte.

Şarpante cu căpriori

Şarpantele cu căpriori sunt utilizate la clădiri cu o singură deschidere (figura 4.2), la care pereţii portanţi sunt dispuşi la distanţa de 4,0 – 6,5 m:



1 – contravântuiri, 2 – căpriori, 3 – şipci, 4 – coardă

Figura 4.2 – Şarpantă cu căpriori, pentru deschideri 4,00 m ≤ L ≤ 6,50 m

Șarpantele cu scaune

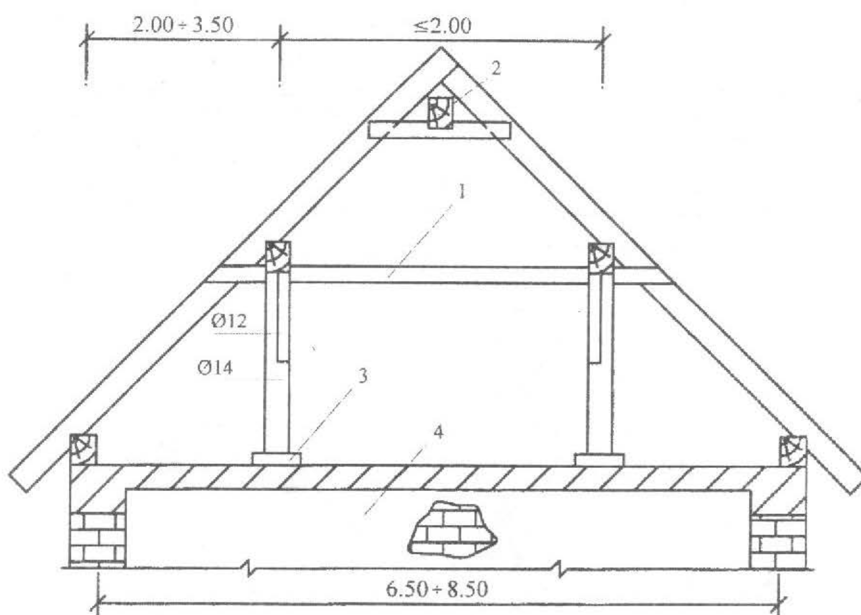
Șarpantele cu scaune sunt folosite la clădirile care au pereți de rezistență interiori ce pot prelua încărcările transmise de elementele verticale ale șarpantei.

Acestea se impart, după modul de rezemare, în două grupe:

- șarpante pe ziduri sau grinzi transversale
- șarpante pe ziduri longitudinale.

Șarpante pe ziduri sau grinzi transversale

În funcție de mărimea deschiderii transversale a clădirii (L) șarpantele pot avea diferite scheme de alcătuire, distanța dintre fermefiind de 3,00...5,00 m. În figurile 4.3...4.5 sunt prezentate cele mai des utilizate soluțiile constructive pentru șarpantele cu scaune rezemate pe ziduri sau grinzi transversale și detaliile specifice.



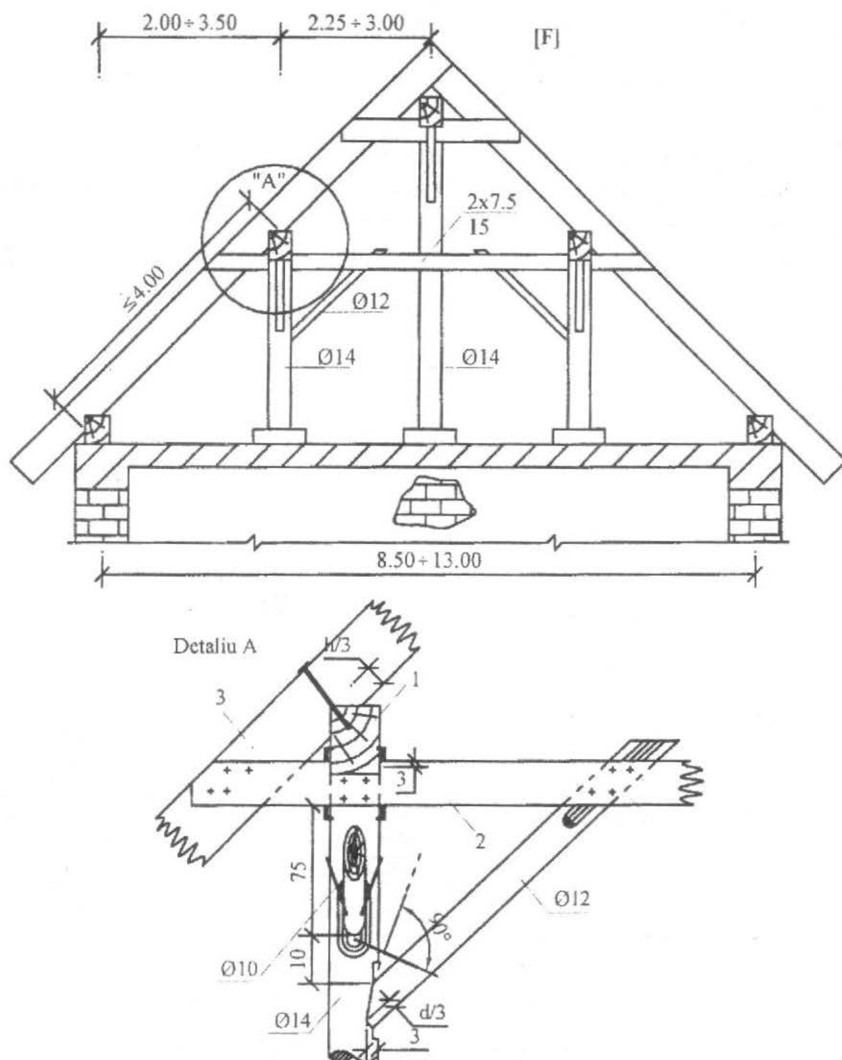
1-clești 2x7,5/15; 2-riglă 5,8x7,5; 3-talpă scurtă; 4-perete transversal.

Fig.4.3 - Șarpantă pe ziduri transversale, pentru deschideri 6,50 m ≤ L ≤ 8,50 m.

Șarpante pe ziduri longitudinale

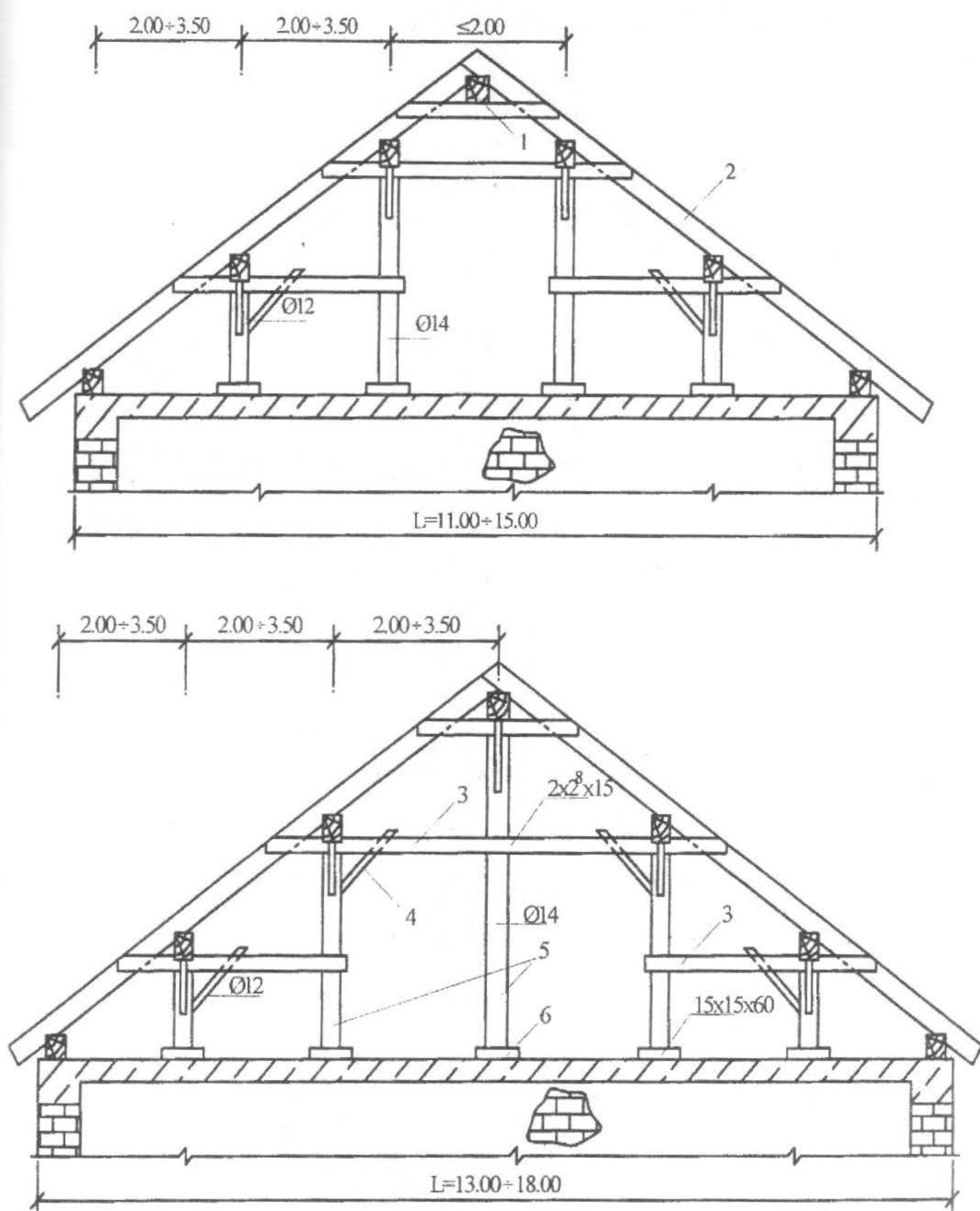
În figurile 4.6...4.10 sunt prezentate soluțiile constructive și detaliile specifice șarpantelor cu scaune rezemate pe ziduri longitudinale mediane, pentru diferite valori (L) ale deschiderilor transversale ale clădirii. Pentru deschiderea (L) cuprinsă între 6,50...7,50 m se dau două variante de rezolvare a șarpantelor: una având panele

intermediare drepte (figura 4.7) şi cea de-a doua, având panele intermediare oblice (figura 4.8). Şarpantele pe ziduri longitudinale au fermele dispuse la distanţa de 2,80...3,50 m.



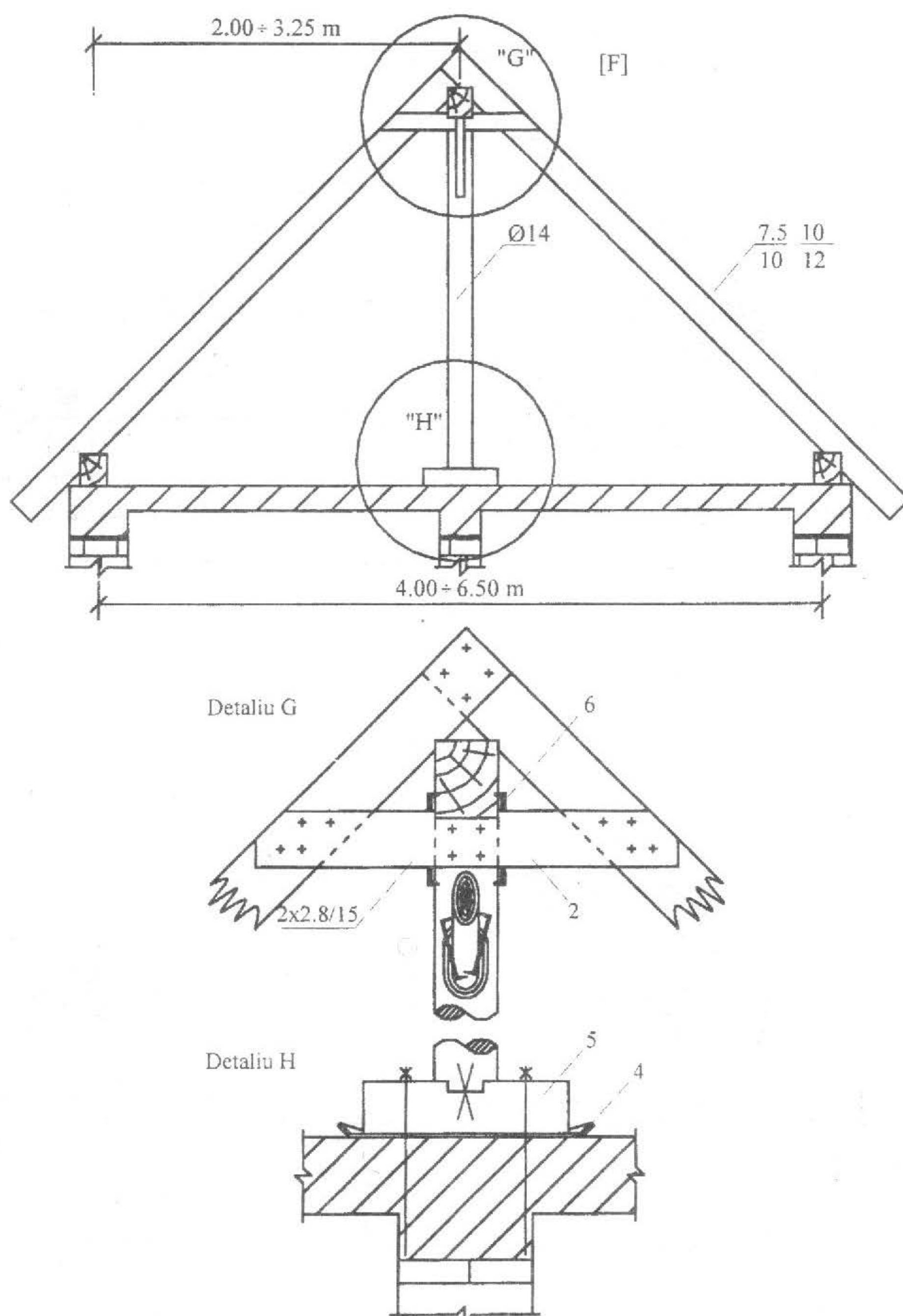
1-pană 12x15; 2-cleşte $2x(2^8x15)$; 3-căprior 10x12.

Fig.4.4 – Şarpantă pe ziduri transversale, pentru deschideri 8,50 m ≤ L ≤ 13,00 m.



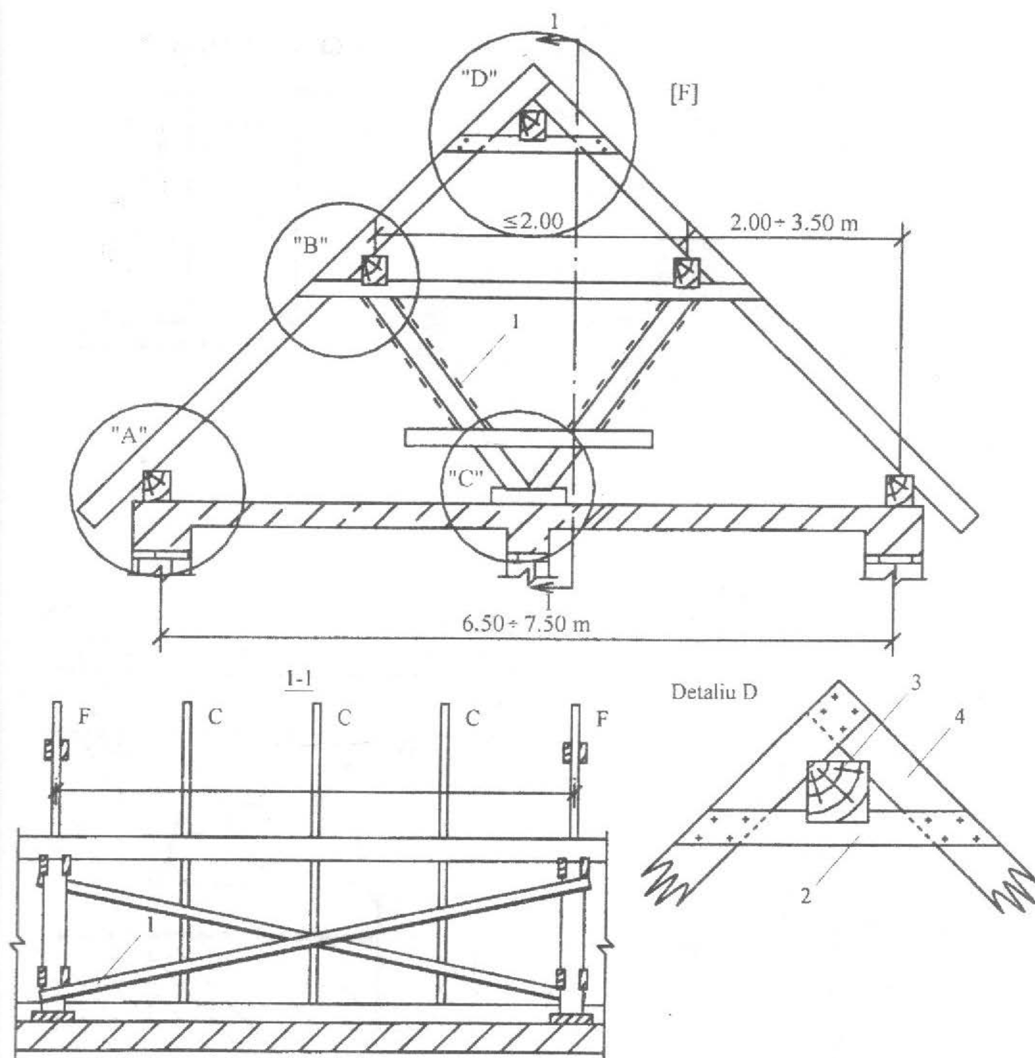
1-rigla; 2-căprior; 3-cleşti; 4-contravântuire; 5-pop; 6-talpa.

Fig.4.5 - Şarpante pe ziduri transversale, pentru deschideri 11,00 m ≤ L ≤ 18,00 m.



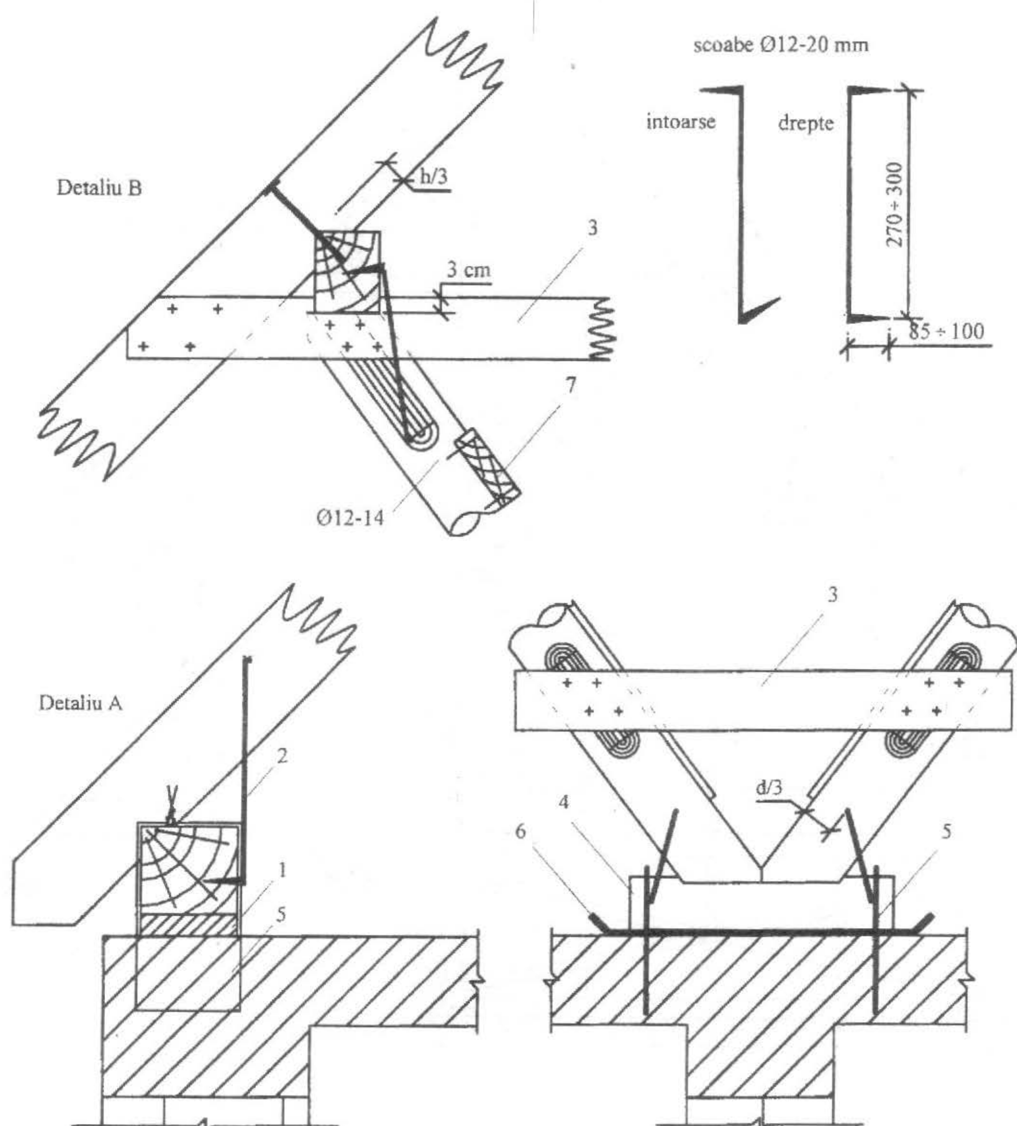
1-pop; 2-cleşti (scândură); 3-contrafişă Ø12; 4-carton asfaltat; 5-talpa scurtă; 6-scoabe.

Figura 4.6 - Şarpantă pe zid longitudinal median, pentru L ≤ 6,50 m.



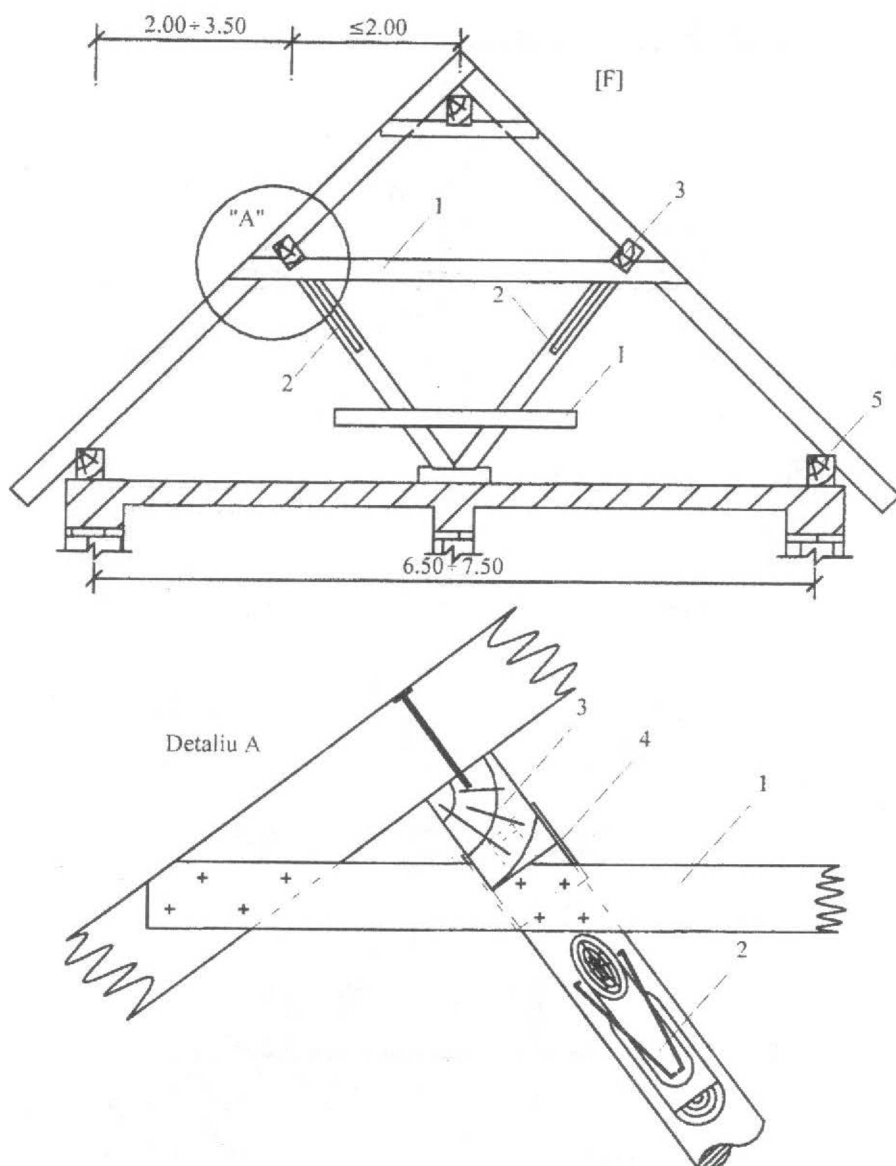
1-furură; 2-cleşti; 3-pană; 4-căprior.

Figura 4.7.a – Şarpantă cu popi înclinaţi, rezemată pe zid longitudinal median, pentru 6,50 m ≤ L ≤ 7,50 m.



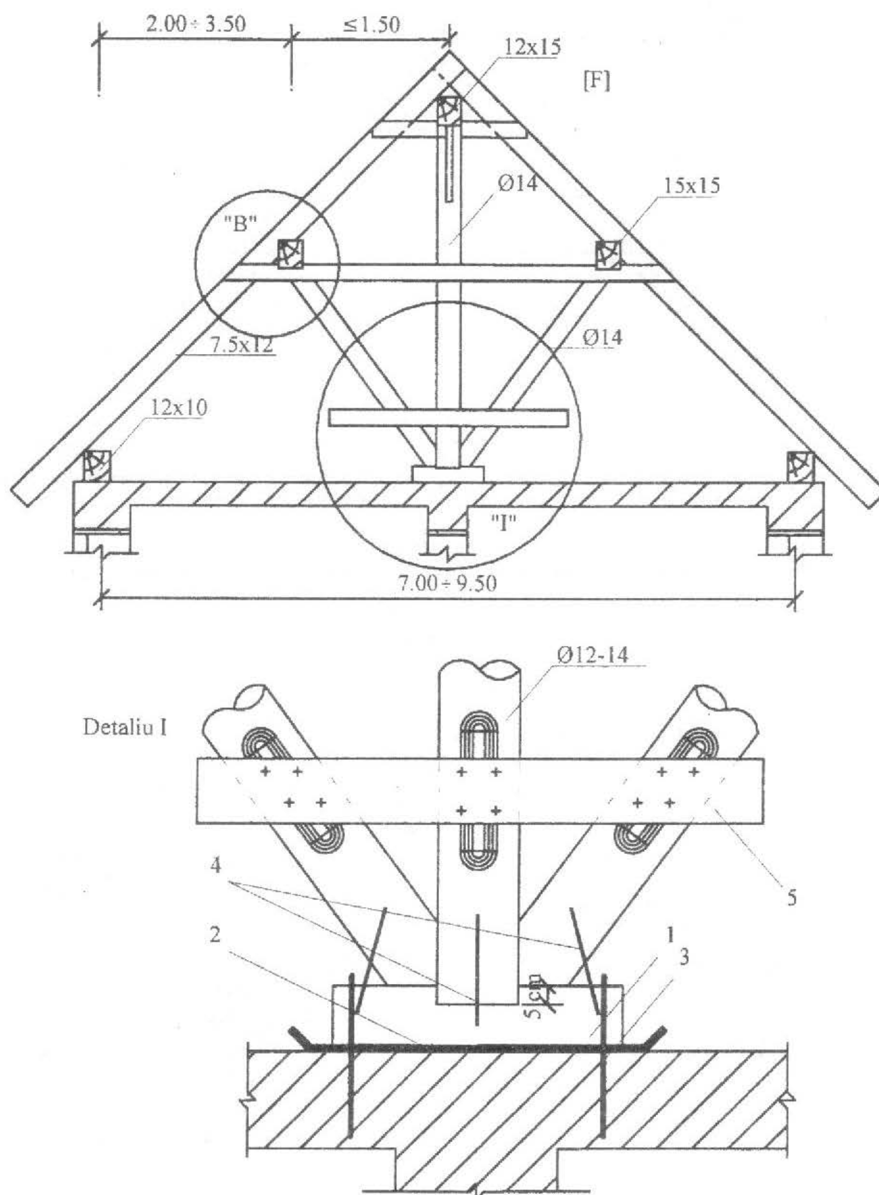
1-furură; 2-scoabă; 3-cleşti 2^8x15; 4-talpă 15x15; 5-etrieri; 6-carton asfaltat; 7-contravântuire 2^8x15.

Figura 4.7.b - Şarpantă cu popi înclinaţi, rezemată pe zid longitudinal median, pentru 6,50 m ≤ L ≤ 7,50 m detalii.



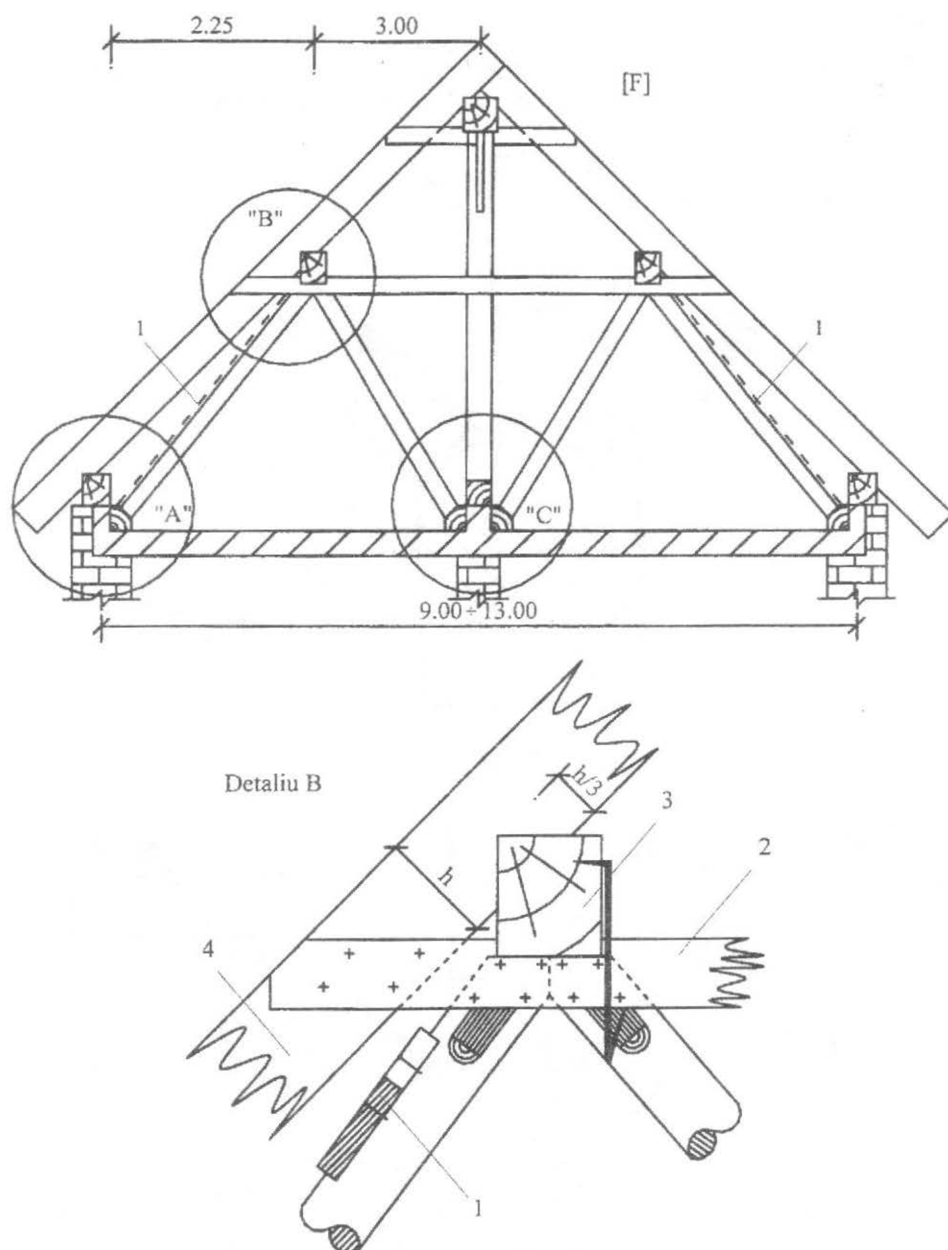
1-clești; 2-contrafișa longitudinală; 3-pană intermediară înclinată; 4-scoaba; 5-pană de streașină.

Figura 4.8 - Șarpantă pe zid longitudinal median, cu pane inclinate, pentru 6,50 m ≤ L ≤ 7,50 m.



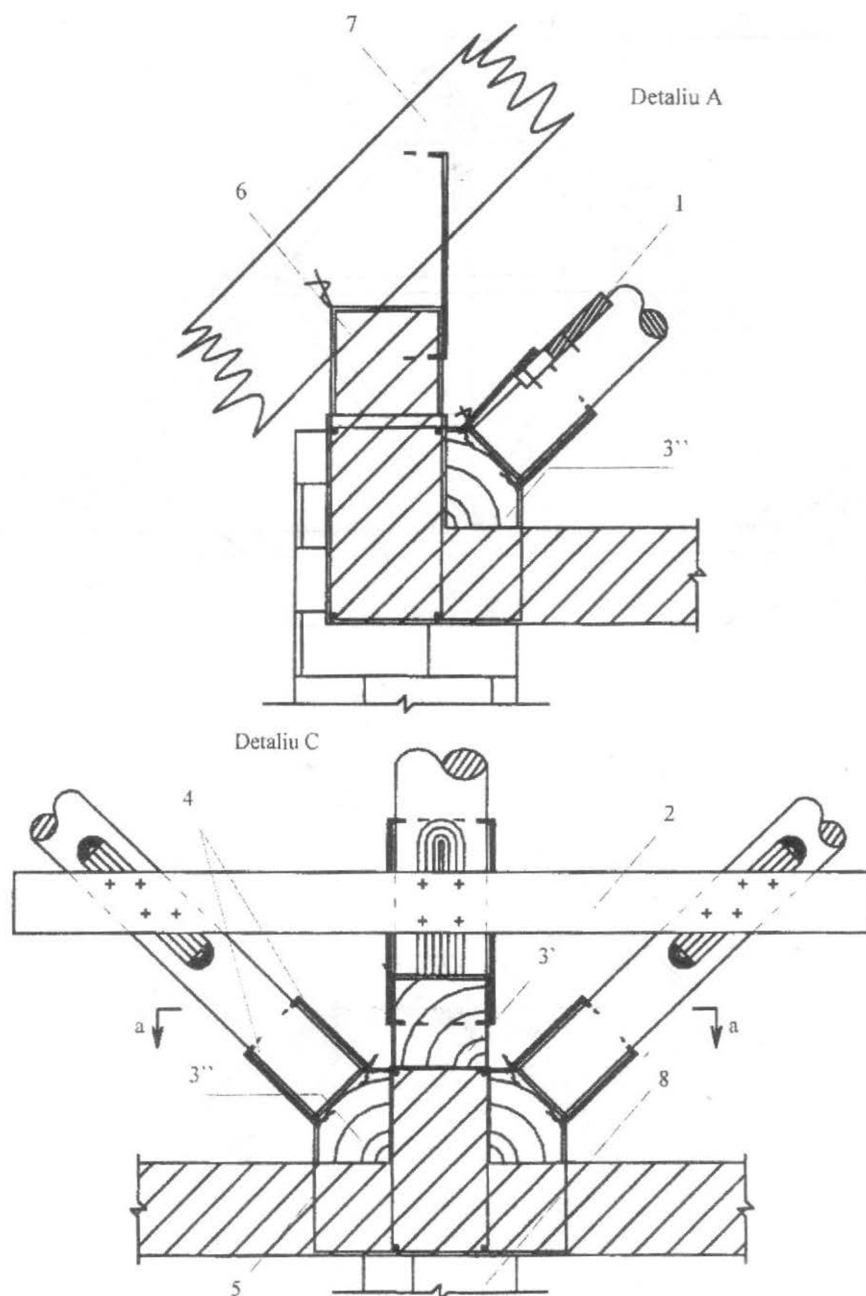
1-talpa 15x15x70; 2-carton asfaltat; 3-etrieri; 4-scoabe metalice.

Figura 4.9 - Şarpantă pe zid longitudinal median, pentru 7,00 m ≤ L ≤ 9,00 m



1-contravântuire; 2-cleşte 2x(2^8x15); 3-pană; 4-căprior.

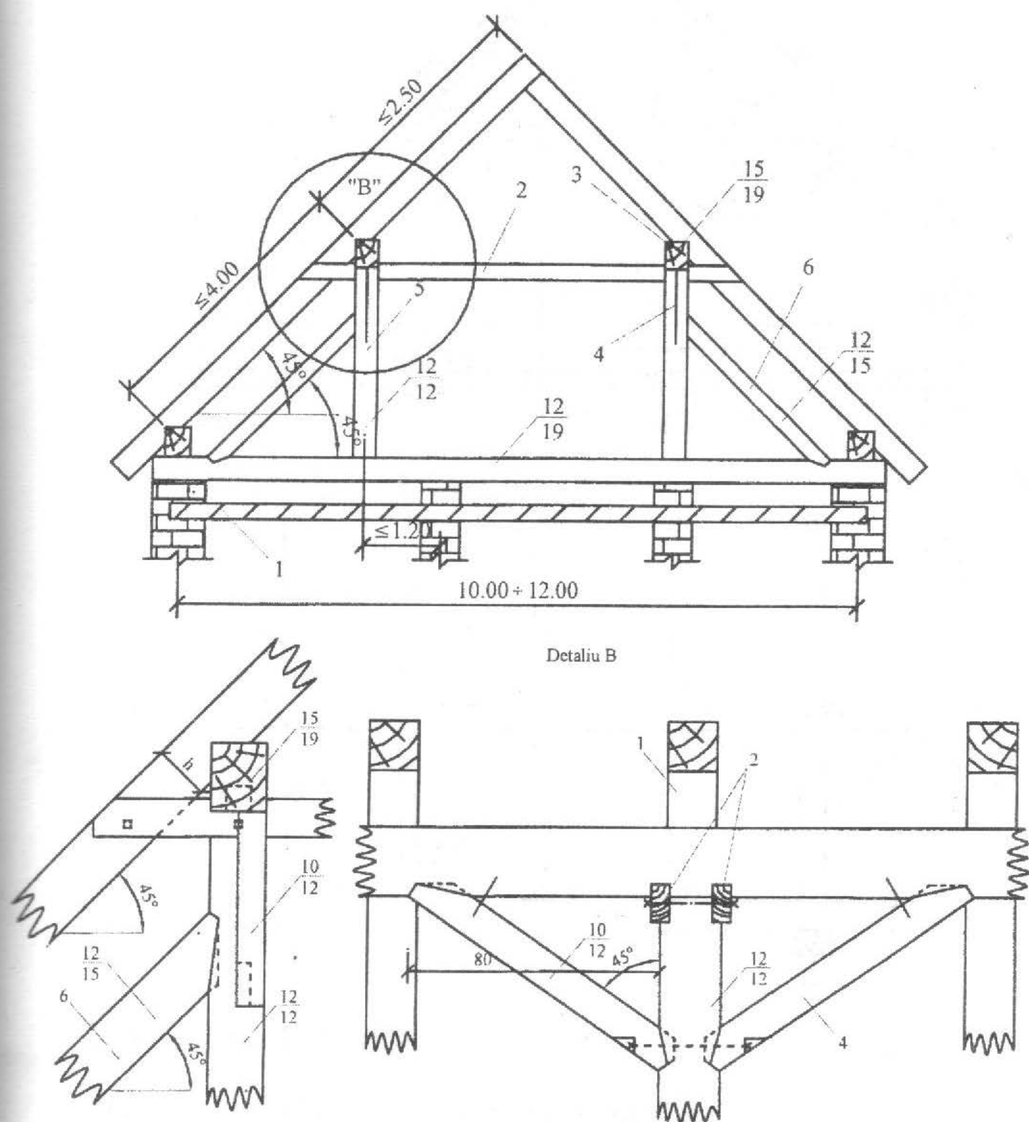
Figura 4.10.a - Şarpantă pe zid longitudinal median, pentru 9,00 m ≤ L ≤ 13,00 m.



1-contravântuire; 2-cleşte 2x(2^8x15); 3-tălpi; 3'-talpa 15x15x60; 3''-talpa scurtă; 4-scoabe; 5-ancoraj Ø6; 6-pană; 7-căprior; 8-zid.

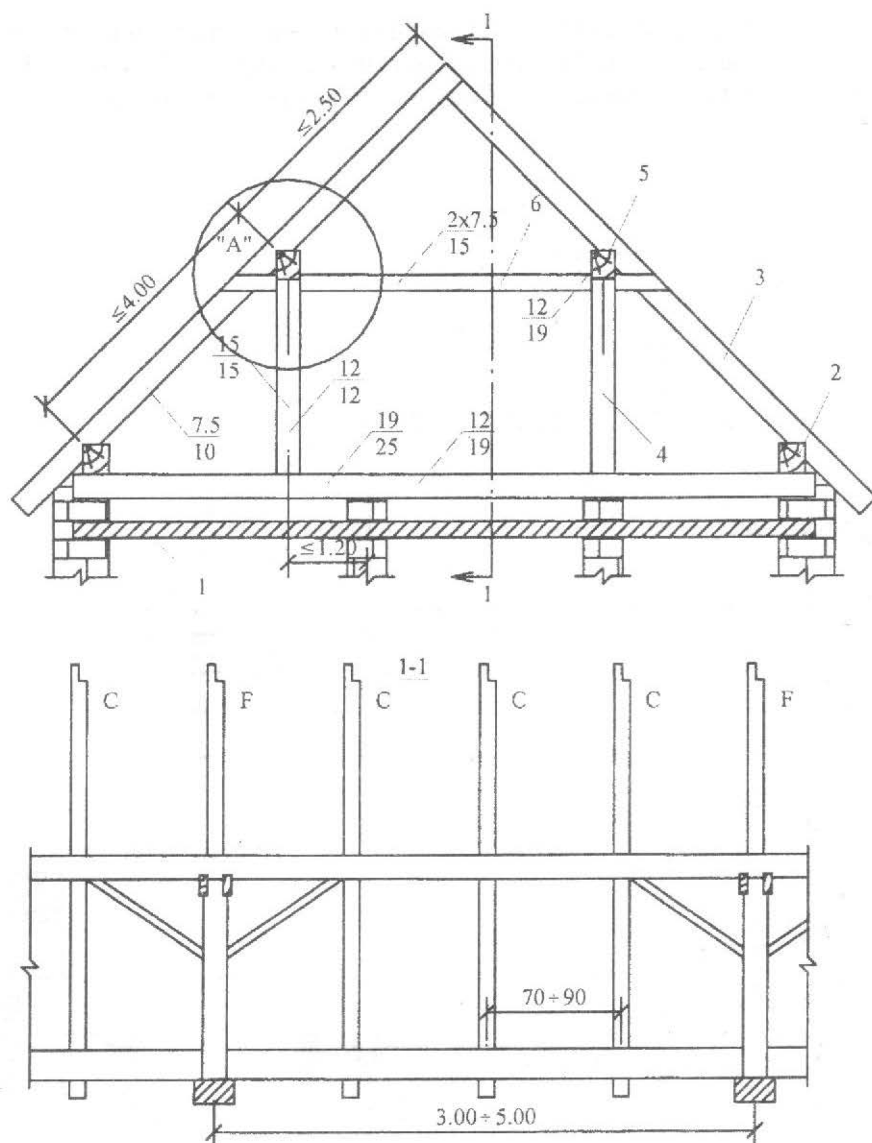
Figura 4.10.b - Şarpantă pe zid longitudinal median, pentru 9,00 m ≤ L ≤ 13,00 m.

În cazul când zidurile longitudinale nu sunt mediane sau simetric amplasate în secţiunea transversală, se poate adopta soluţia de şarpantă din figura 4.11 sau cea din figura 4.12, având distanţa maximă de 1,20 m între pop şi peretele longitudinal.



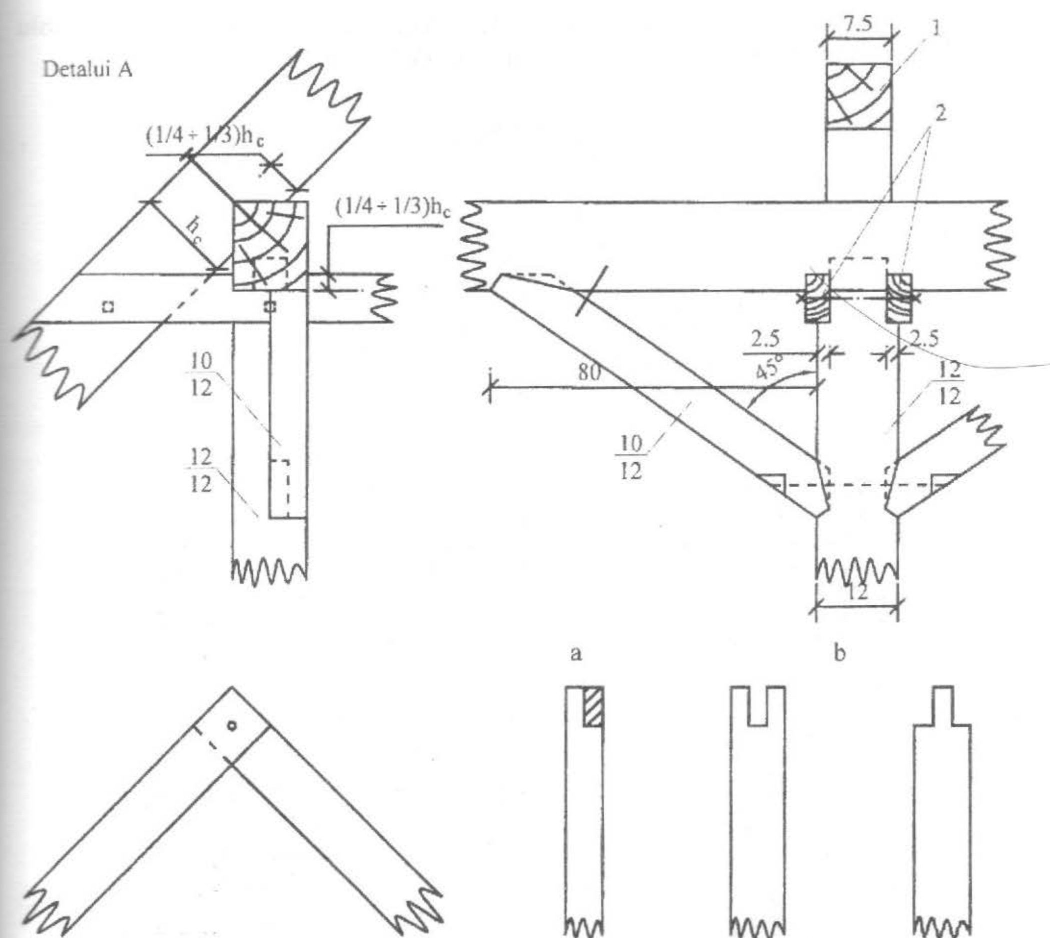
1-căprior; cleşti 7,5x7,5; 3-pană; 4-contrafişă; 5-pop; 6-arbaletrier.

Figura 4.11 - Şarpantă pe ziduri longitudinale, pentru 10,00 m ≤ L ≤ 12,00 m-varianta1



1-planşeu; 2-pană de streaşină; 3-căprior; 4-contrafişă; 5-pană intermediară; 6-cleşti 7,5x15.

Figura 4.12.a - Şarpantă pe ziduri longitudinale, pentru 10,00 m ≤ L ≤ 12,00 m – varianta 2



1-căprior; 2-cleşti 7,5x15.

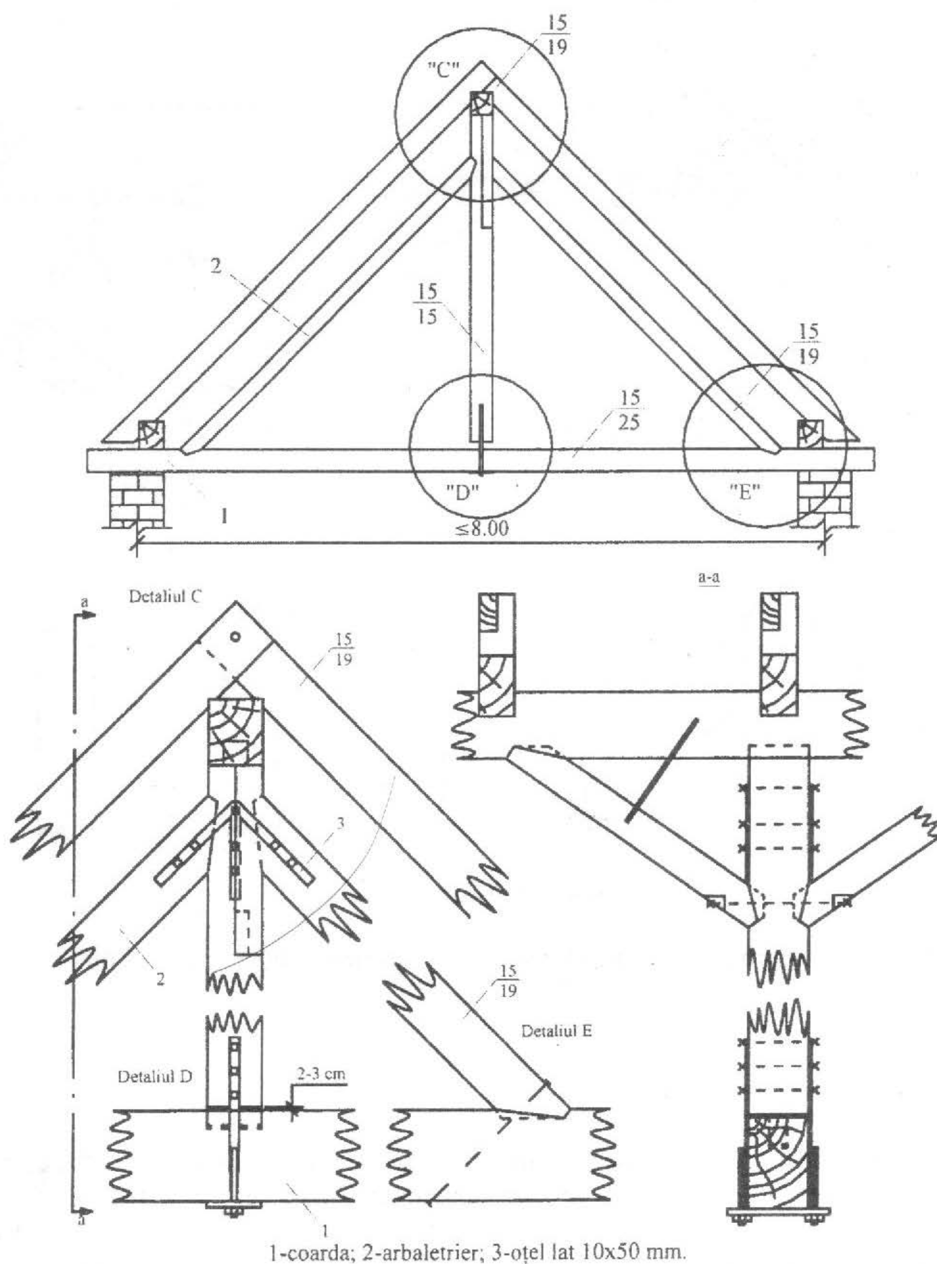
Figura 4.12.b - Şarpantă pe ziduri longitudinale, pentru 10,00 m ≤ L ≤ 12,00 m – varianta 2, detalii

Şarpantele cu macaz

Şarpantele cu ferme tip macaz sunt utilizate la clădirile care nu au decât pereţi longitudinali exteriori (fără pereţi de rezistenţă interiori, pe care ar putea descărca elementele şarpantei) sau cu pereţi interiori amplasaţi neconvenabil pentru descărcarea şarpantei pe ei.

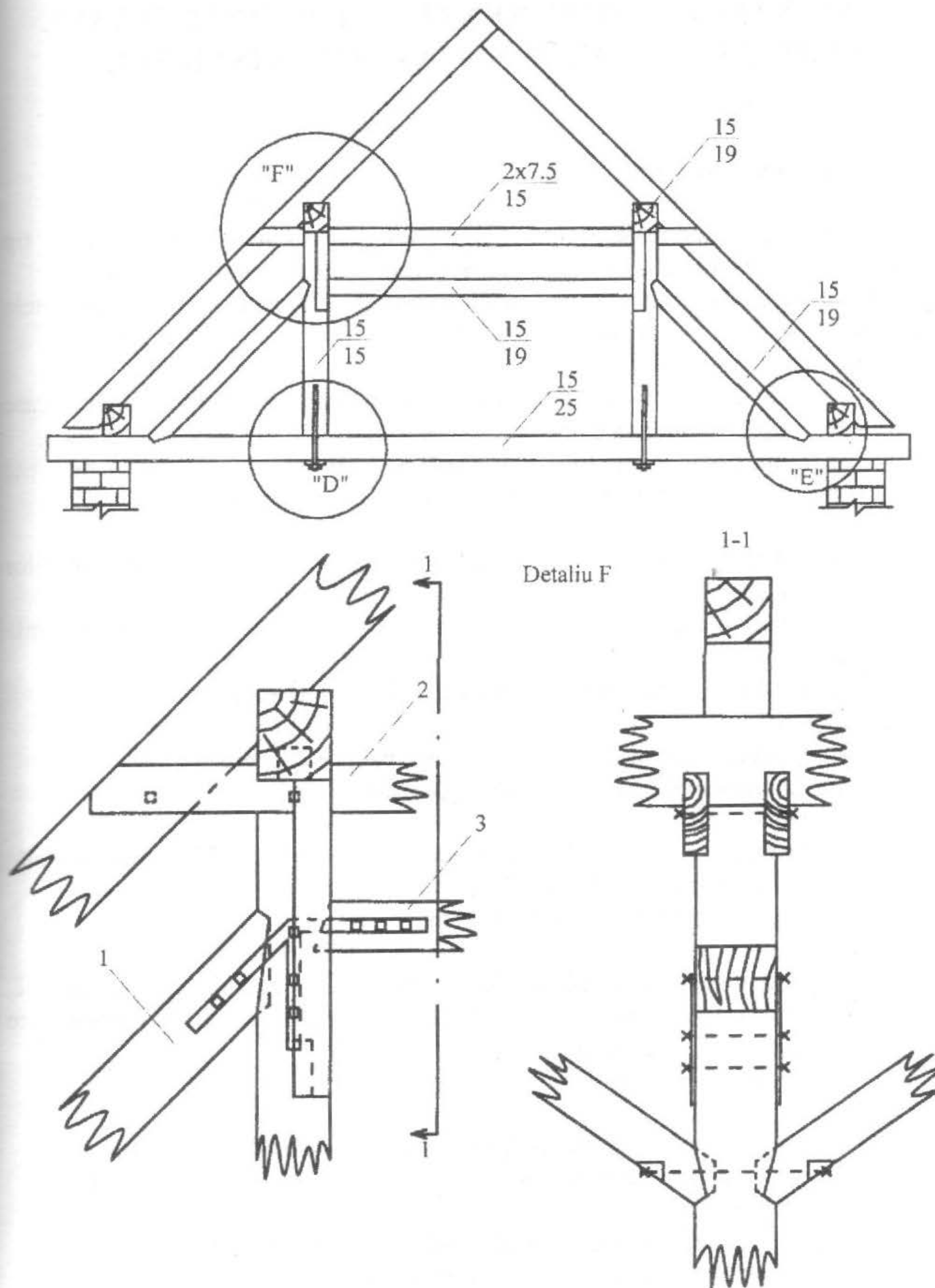
După mărimea deschiderii transversale, schemele de alcătuire a şarpantelor cu macaz se execută în diferite soluţii constructive.

În figurile 4.13 şi 4.14 sunt prezentate şarpante cu simplu, respectiv cu dublu macaz, pentru deschideri transversale (L) mai mari de 8,00 m.



1-coarda; 2-arbaletrier; 3-oţel lat 10x50 mm.

Figura 4.13 - Şarpantă cu macaz pentru deschideri L ≤ 8,00 m. Detalii caracteristice.



1-pană; 2-talpă; 3-arbaletrier.

Figura 4.14 - Şarpantă cu macaz pentru deschideri L ≥ 8,00 m. Detalii caracteristice.

4.4 ELEMENTELE COMPONENTE ALE ŞARPANTELOR. MATERIALUL LEMNOS ŞI CARACTERISTICILE ACESTUIA

Elementele şarpantei

Elementele componente ale şarpantelor din lemn sunt elemente liniare, tip bară, cu secţiunea transversală simplă, de formă dreptunghiulară sau circulară.

În soluţiile constructive prezentate în capitolul 4.3.1, sunt precizate elementele componente ale şarpantelor, acestea fiind următoarele:

a) astereala
- un strat continuu de scânduri dispuse în sens longitudinal clădirii care formează o suprafaţă compactă şi plană, cu rol de susţinere a învelitorii,
- reazemă pe căpriori. Peste astereală se poate monta un caroiaj de şipci transversale şi longitudinale, pentru a susţine învelitoarea.

b) şipcile
- rigle dispuse în sens longitudinal clădirii, cu rol de susţinere a învelitorilor din ţigle,
- reazemă pe căpriori sau pe alte şipci, dispuse transversal peste astereala continuă
- au distanţa interax variabilă, în funcţie de tipul învelitorii,

c) căpriorii
- sunt dispuşi după linia de cea mai mare pantă a acoperişului,
- susţin elementele secundare ale acoperişului
- reazemă pe pane şi cosoroabe,
- au deschiderea maximă în planul învelitorii de 4,0 m (şi 2,5 m în consolă) iar pe orizontală de 2,00...3,50 m,
- distanţa interax este de 0,70...0,90 m;

d) panele
- dispuse în sens longitudinal clădirii, ele pot fi orizontale (pane de coamă, pane de streaşină sau pane intermediare) sau înclinate (panele intermediare aşezate deasupra popilor înclinaţi),
- susţin căpriorii şi sunt legate de popi prin contrafişe
- reazemă pe popi
- distanţa recomandată interax (pe orizontală) este de 2,5...3,50 m,
- deschiderea recomandată (distanţa dintre popi) este de 3,00...5,00 m;

e) cosoroabele
- dispuse pe zidurile exterioare ale clădirii, de jur-împrejur,
- se ancorează de centurile zidurilor exterioare;

f) popii
- aşezaţi vertical sau înclinat sub panele longitudinale,
- au distanţa interax egală cu distanţa dintre ferme,

- reazemă prin intermediul tălpilor pe zidurile portante;

g) cleştii
- solidarizează popii şi căpriorii
- se amplasează sub pane şi se prind de popi şi de căpriori prin buloane sau cuie;

h) contrafişele
- realizează în mod curent contravântuirea longitudinală a şarpantei,
- pot fi prevăzute şi în sens transversal, în cazul în care cleştii sunt lungi sau încărcarea din vânt are valori mari,
- preiau încărcările ce acţionează perpendicular pe planul şarpantei,

i) tălpile
- elemente dispuse la partea inferioară a popilor pentru a distribui încărcarea concentrată adusă de popi planşeului.

Din punct de vedere structural, şarpanta este alcătuită din sisteme de rezistenţă principale şi secundare. Sistemele de rezistenţă principale, numite *ferme* (sau scaune), sunt plane şi indeformabile în sens transversal şi sunt poziţionate în lungul acoperişului la distanţă interax de 3,00...5,00 m.

Fermele au în componenţă popii verticali şi/sau înclinaţi, cleştii care îi leagă în sens transversal, căpriorii poziţionaţi în dreptul popilor şi panele longitudinale ce reazemă pe popi.

Sistemele de rezistenţă secundare sunt formate din *perechi de căpriori* dispuşi între ferme, la o distanţă cuprinsă între 0,70...1,20 m. Ei reazemă pe elementele longitudinale de rezistenţă, numite pane. Panele sunt elemente structurale longitudinale, care susţin căpriorii şi sunt legate de popi prin contrafişe care asigură stabilitatea longitudinală a şarpantei.În figurile anterioare, în secţiunile transversale longitudinale, fermele sunt notate cu (F) iar perechile de căpriori cu (C) .

Materialul lemnos şi caracteristicile lui

Materialul lemnos utilizat la realizarea elementelor de construcţie cuprinde o varietate de specii, în tabelul 4.2 fiind precizate speciile de lemn indigen şi domeniile lor de utilizare.

Tabelul 4.2

Specia	Domenii de utilizare
Brad, molid	Elemente structurale la clădiri civile, industriale şi agrozootehnice, lemn lamelat încleiat, case prefabricate, construcţii provizorii, panouri de cofraj, tâmplărie
Larice	Elemente structurale la clădiri civile, industriale şi agrozootehnice, stâlpi pentru eşafodaje şi susţineri
Pin	Elemente structurale la clădiri civile, industriale şi agrozootehnice, case prefabricate, construcţii provizorii, panouri de cofraj, tâmplărie
Carpen, frasin	Elemente structurale cu solicitări reduse, şarpante de acoperiş cu deschideri mici şi medii
Fag	Elemente de rezistenţă la construcţii provizorii, stâlpi pentru eşafodaje şi susţineri
Mesteacăn	Elemente structurale la clădiri civile, industriale şi agrozootehnice
Plop	Elemente structurale în cazul unor solicitări mecanice reduse

Salcâm	Elemente structurale la construcţii agrozootehnice, stâlpi pentru eşafodaje şi susţineri
Cer, gorun	Stâlpi de rezistenţă la construcţii civile, industriale şi agrozootehnice, şarpante de acoperiş pentru deschideri mici şi medii, tîmplărie
Stejar	Elemente structurale cu solicitări mecanice importante la construcţii civile, industriale şi agrozootehnice, case prefabricate, construcţii provizorii, tâmplărie

La alegerea materialului lemnos se ţine seama de condiţiile de exploatare, de defectele şi de anomaliile admise de norme, precum şi de corelarea cu categoriile elementelor din lemn prevăzute în prescripţiile tehnice din construcţii.

Domeniile de utilizare pentru diferitele specii de lemn prezentate în tabelul 4.2 nu sunt restrictive, putându-se utiliza şi alte specii, cu respectarea condiţiilor de rezistenţă.

Sortimentele de material lemnos utilizate la alcătuirea şarpantelor sunt specificate în standardele româneşti: STAS 4342-85 pentru material lemnos brut (rotund) şi STAS 942-86 pentru lemn de răşinoase (ca material prelucrat sub formă de lemn ecarisat şi semiecarisat). Lemnul ecarisat (cheresteaua) este folosit sub formă de scânduri, dulapi, şipci, rigle, grinzi sau lăturoaie, în tabelul 4.3 fiind precizate sortimentele de material lemnos şi dimensiunile de livrare utilizate frecvent la alcătuirea şarpantelor.

Materialele lemnoase folosite la elementele şarpantelor sunt:

– ***scânduri şi dulapi*** – utilizaţi la confecţionarea cleştilor, a asterealei şi a contrafişelor,
- ***şipci şi rigle*** - utilizate la confecţionarea şipcilor şi a unor contrafişe,
- ***lemn rotund neprelucrat*** sau ***grinzi*** - utilizate la confecţionarea elemente comprimate (popi, contrafişe, contravântuiri, etc.),
- ***grinzi*** - utilizate la confecţionarea panelor, a căpriorilor şi a tălpilor.

Tabelul 4.3

Materiale lemnoase brute				
Specia:	Denumirea produslui	Diametrul d/cm		Lungimi /m/
		la capătul subţire	la capătul gros	
Răşinoase:	bile	12......16	-	> 6,00
	manele	8........11	-	> 3,00
	prăjini	4.........7	-	> 2,60
Foioase:	bile	12.......18	20	
	manele	8........11	17	> 2,50
	prăjini	4..........7	14	

Materiale lemnoase prelucrate. Scânduri şi dulapi					
Sortimente de răşinoase	Grosimea /mm/	Lăţimi /cm/		Lungimi /cm/	
		înguste	late	scurte	lungi
Scânduri	12 18 24	6......15	16......30	1,00......2,75	3,00...6,00
	28 38 48	7.........15	16.....30	1,00.......2,75	3,00...6,00

Dulapi	58 68 75	8........15			
Cu treapta de lăţimi din cm în cm				Cu treapta de lungimi din	
				25 în 25 cm	50 în 50cm

Materiale lemnoase prelucrate. Şipci şi rigle			
Grosimi /cm/	Lăţimi /mm/	Lungimi /m/	
		scurte	lungi
12	24	1,00...2,75	3,00...6,00
18	18 38 48		
24	24 38 48		
28	28 48 56		
38	38 58 68 75		
48	48 68 75 96		
59	58 75		
68	68		
75	75		
96	96		
		Cu treapta de lungimi din:	
		25 în 25 cm	50 în 50 cm

Materiale lemnoase prelucrate. Grinzi		
Grosimi /cm/	Lăţimi /cm	Lungimi /m/
10	12 15 19	3,00...6,00, cu treapta de lungimi din 50 în 50 cm
12	12 15 19 25	
15	15 17 19 25 30	
19	19 25 30	
25	25 30	
30	30	

Clasele de calitate ale lemnului

Clasele de calitate ale materialului lemnos se apreciează vizual, pe specii de lemn, în funcţie de defectele acestora. Standardele în vigoare dau trei clase pentru lemnul folosit în construcţii: clasa I, II şi III de calitate.

Lemnul folosit la şarpante poate fi din clase diferite de calitate, în funcţie de solicitarea la care este supus astfel, lemnul de răşinoase folosit la elementele comprimate sau încovoiate poate avea clasa a II-a de calitate iar cel folosit la elementele întinse trebuie să fie în clasa I de calitate.

Clasele de exploatare ale lemnului

Clasele de exploatare ale lemnului se definesc în funcţie de condiţiile de mediu în care funcţionează elementele de construcţie din lemn, după cum urmează:

- ***clasa 1 de exploatare***, în care umiditatea lemnului este corespunzătoare unei temperaturi $T = 20 \pm 2°C$ şi unei umidităţi relative a aerului $\varphi \leq 65\%$;

- ***clasa 2 de exploatare***, în care umiditatea lemnului este corespunzătoare unei temperaturi T = 20± 2°C şi unei umidităţi relative a aerului $\varphi \leq 80\%$;
- ***clasa 3 de exploatare***, când umiditatea lemnului este superioară celei de la clasa 2 de exploatare.

Masa volumică a lemnului

Masa volumică a lemnului se ia în considerare la stabilirea greutăţii proprii a elementelor şarpantei. Valorile acesteia, sunt cuprinse în tabelul 4.4.La stabilirea celor mai defavorabile condiţii de solicitare luate în calcul se va adopta valoarea maximă a masei volumice ($\rho_{0,95}$) în cazul în care rezultanta supraîncărcărilor care solicită elementele de construcţie acţionează gravitaţional şi valoarea minimă a masei volumice ($\rho_{0,05}$) în cazul în care rezultanta supraîncărilor care solicită elementele de construcţie din lemn acţionează antigravitaţional (caz frecvent întâlnit la calculul acoperişurilor uşoare din lemn cu panta redusă, în zonele cu valori mari ale presiunii dinamice de bază a vântului).

Tabelul 4.4

Nr. crt.	Masa volumică a lemnului ρ (kg/m^3)						
	Specia	$\rho_{0,05}$	$\rho_{0,95}$	Nr	Specia	$\rho_{0,05}$	$\rho_{0,95}$
1	Brad	400	480	7	Fag	630	750
2	Larice	500	600	8	Mesteacăn	600	700
3	Molid	375	440	9	Paltin	510	600
4	Pin silvestru	520	750	10	Plop	310	550
5	Pin negru	430	560	11	Salcâm	710	840
6	Carpen	775	900	12	Cer, stejar	640	780

Rezistenţele caracteristice şi de calcul ale lemnului

Rezistenţele caracteristice ale lemnului **R**$_i$ (N/mm^2), pentru diferite tipuri de solicitări şi diverse specii de material lemnos sunt date în tabelul 4.5, cu observaţia că pentru lemnul rotund caracteristicile se vor majora cu 15 %, indiferent de specie.

Tabelul 4.5

Nr. crt.	Natura solicitării	Simbol	Molid, brad, larice, pin			Plop			Stejar, gorun, cer, salcâm			Fag, mesteacăn, frasin, carpen		
			Clase de calitate											
			I	II	III	I	II	III	I	II	III	I	II	III
1	Încovoiere statică	R_i	24,0	16,8	9,6	20,0	14,0	8,0	40,0	28,0	16,0	45,0	31,5	18,0
2	Întindere în lungul fibrelor	R_t	14,4	8,6	4,3	21,0	12,6	6,3	22,5	13,5	6,8	27,9	16,7	8,4
3	Compresiune în lungul fibrelor	$R_{c\parallel}$	15,0	12,0	4,5	13,8	11,0	4,1	19,8	15,8	5,9	24,0	19,2	7,2

4	Compresiune în plan normal pe direcția fibrelor	R_{cII}	3,3	3,0	-	3,2	2,9	-	10,4	9,4	-	11,2	10,0	-
5	Forfecare în lungul fibrelor	R_{fII}	3,0	2,7	-	2,7	2,5	-	6,4	5,7	-	5,0	4,5	-
6	Forfecare în plan normal	R_{fI}	12,0	10,8	-	10,4	9,4	-	24,0	21,6	-	16,0	14,4	-

Pentru calculul deformațiilor elastice ale elementelor din lemn se utilizează valorile caracteristice ale modulilor de elasticitate pe direcția longitudinală și tranversală fibrelor (tabelul 4.6) pentru diverse specii de lemn și pentru umiditatea de echilibru a lemnului (umiditate de 12%).

Tabelul 4.6

Specia materialului lemnos	Modulul de elasticitate paralel cu direcția fibrelor la limita de proporționalitate [N/mm²]		Modulul de elasticitate transversal [N/mm²]	
	$E^{II}_{00,5}$	E^{II}	$G_{0,15}$	G
Molid, brad, larice, pin	9000	11300	4000	5000
Plop	8000	10000		
Stejar, gorun, cer, salcâm	9500	11500	8000	10000
Fag, mesteacăn, frasin, carpen	12000	14300		

În calcule, valorile rezistențelor caracteristice sunt afectate de coeficienți ce țin seama de condițiile reale de exploatare, rezultînd valorile rezistențelor de calcul.

Rezistențele de calcul $\mathbf{R}_i^c$ ale diverselor specii de material lemnos, la diferite solicitări, se stabilesc în funcție de condițiile de exploatare a elementelor de construcție, cu relația:

$$R_i^c = m_{ui} \cdot m_{di} \cdot R_i / \gamma_i \qquad [\text{N/mm}^2] \qquad (4.1)$$

în care:

R_i sunt rezistențele caracteristice ale diferitelor specii de lemn, la diferite solicitări, cu valori date în tabelul 4.6;

m_{ui} sunt coeficienții condițiilor de lucru care introduc în calcul umiditatea de echilibru a materialului lemnos, definiți în funcție de clasa de exploatare a construcțiilor din lemn, valoarea lor fiind dată în tabelul 4.7;

m_{di} sunt coeficienți ai condițiilor de lucru ce țin seama de durata de acțiune a încărcărilor, valoarea lor find dată în tabelul 4.8;

γ_i coeficienții parțiali de siguranță, definiți în funcție de tipul solicitărilor, cu valori date în tabelul 4.9.

Tabelul 4.7

<table>
<tr><th rowspan="2">Nr. crt</th><th rowspan="2">Solicitarea</th><th rowspan="2">Simbol</th><th rowspan="2">Esența</th><th colspan="3">Valorile coeficienților m_{ui} pentru clasa de exploatare</th></tr>
<tr><th>1</th><th>2</th><th>3</th></tr>
<tr><td rowspan="2">1</td><td rowspan="2">Încovoiere statică</td><td rowspan="2">m_{ui}</td><td>Rășinoase</td><td rowspan="14">1,00</td><td rowspan="14">0,90</td><td rowspan="2">0,75</td></tr>
<tr><td>Foioase</td></tr>
<tr><td rowspan="2">2</td><td rowspan="2">Întindere în lungul fibrelor</td><td rowspan="2">m_{ut}</td><td>Rășinoase</td><td rowspan="2">0,90</td></tr>
<tr><td>Foioase</td></tr>
<tr><td rowspan="2">3</td><td rowspan="2">Compresiune în lungul fibrelor</td><td rowspan="2">m_{uc}</td><td>Rășinoase</td><td>0,75</td></tr>
<tr><td>Foioase</td><td>0,70</td></tr>
<tr><td rowspan="2">4</td><td rowspan="2">Compresiune pe plan normal pe direcția fibrelor</td><td rowspan="2">$m_{uc\perp}$</td><td>Rășinoase</td><td rowspan="2">0,70</td></tr>
<tr><td>Foioase</td></tr>
<tr><td rowspan="2">5</td><td rowspan="2">Forfecare în lungul fibrelor</td><td rowspan="2">m_{uf}</td><td>Rășinoase</td><td rowspan="2">0,80</td></tr>
<tr><td>Foioase</td></tr>
<tr><td rowspan="2">6</td><td rowspan="2">Forfecare în plan normal pe direcția fibrelor</td><td rowspan="2">$m_{uf\perp}$</td><td>Rășinoase</td><td rowspan="2">0,80</td></tr>
<tr><td>Foioase</td></tr>
<tr><td rowspan="2">7</td><td rowspan="2">Modulul de elasticitate la încovoiere statică</td><td rowspan="2">m_{uE}</td><td>Rășinoase</td><td rowspan="2">0,90</td></tr>
<tr><td>Foioase</td></tr>
</table>

Tabelul 4.8

<table>
<tr><th rowspan="2">Solicitarea</th><th rowspan="2">Clasa de durată a încărcărilor</th><th rowspan="2">Simbol</th><th colspan="2">Valorile coeficienților m_{di} pentru esența:</th></tr>
<tr><th>rășinoase, foioase moi</th><th>foioase tari</th></tr>
<tr><td rowspan="3">Încovoiere statică Forfecare</td><td>Permanente</td><td rowspan="3">m_{di}</td><td>0,55</td><td>0,60</td></tr>
<tr><td>Lungă durată</td><td>0,65</td><td>0,70</td></tr>
<tr><td>Scurtă durată</td><td colspan="2">1,00</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Compresiune</td><td>Permanente</td><td rowspan="3">m_{dc}</td><td>0,80</td><td>0,85</td></tr>
<tr><td>Lungă durată</td><td>0,85</td><td>0,90</td></tr>
<tr><td>Scurtă durată</td><td colspan="2">1,00</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Întindere</td><td>Permanente</td><td rowspan="3">m_{dt}</td><td>0,90</td><td>0,95</td></tr>
<tr><td>Lungă durată</td><td>0,95</td><td>1,00</td></tr>
<tr><td>Scurtă durată</td><td colspan="2">1,00</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Modulul de elasticitate</td><td>Permanente</td><td rowspan="3">m_{dE}</td><td colspan="2" rowspan="3">1,00</td></tr>
<tr><td>Lungă durată</td></tr>
<tr><td>Scurtă durată</td></tr>
</table>

Categoria *răşinoase* include speciile: molid, brad, larice şi pin, în categoria *foioase moi* este inclus plopul, iar în categoria *foioase tari* sunt incluse: stejarul, gorunul, cerul, salcâmul, fagul, mesteacănul, frasinul şi carpenul.

Tabelul 4.9

Nr.crt	Solicitare	Simbol	Valorile coeficienţilor γ_i
1	Încovoiere	γ_I	1,10
2	Întindere: în secţiuni fără slăbiri în secţiune cu slăbiri	γ_t	 1,20 1,40
3	Compresiune în lungul fibrelor şi perpendicular pe direcţia fibrelor	γ_c	1,25
4	Forfecare în lungul fibrelor unilaterală bilaterală	$\gamma_{f\parallel}$	 1,25 1,10
5	Forfecare în plan normal pe direcţia fibrelor	$\gamma_{f\perp}$	1,10

4.5 ŞARPANTE DIN LEMN. PLAN ÎNVELITOARE, PLAN ŞARPANTĂ

Proiectarea şarpantelor presupune parcurgerea următoarelor etape:
- alegerea tipului structurii de rezistenţă a şarpantei,
- realizarea planului şarpantei, a secţiunilor transversale şi longitudinale prin şarpantă (în concordanţă cu planul învelitoarei), în vederea determinării schemelor statice, a modurilor de încărcare şi a lungimilor de calcul ale elementelor,
- calculul de verificare a elementelor şarpantei
- întocmirea extrasului de material lemnos.

Alegerea tipului de şarpantă

Alegerea tipului structurii de rezistenţă a şarpantei are în vedere forma şi dimensiunile în plan ale clădirii proiectate, poziţia elementelor structurale portante (existenţa unor ziduri sau grinzi transversale sau longitudinale), mărimea încărcărilor panta şi tipul învelitorii, funcţiunile şi amenajările podului cât şi cerinţele de ordin arhitectural impuse de beneficiar.

Cele mai importante criterii în alegerea tipului de şarpantă sunt:
- mărimea deschiderii transversale a clădirii
- poziţia elementelor portante ale clădirii.

În funcţie de aceste date se alege una dintre soluţiile de şarpantă prezentate.

Plan învelitoare

Planul învelitoare reprezintă configuraţia în plan orizontal a acestuia.

Forma acoperişului este determinată de forma, dimensiunile în plan precum şi poziţia clădirii faţă de clădirile învecinate, neadmiţându-se scurgerea şi îndepărtarea apelor spre o clădire sau incintă învecinată.

La clădirile de formă dreptunghiulară în plan, acoperişurile se realizează cu una până la patru plane de scurgere (ape) şi anume:

- cu un plan de scurgere (într-o apă), se folosesc la clădiri de dimensiuni mici sau pentru cele care sunt aşezate la limita unei alte clădiri (figura 4.15a);
- cu două sau trei plane de scurgere (ape), se folosesc la clădiri care au lăţimi mai mari dar au un perete la limita altei clădiri (figura 4.15b, c);
- cu patru ape, la clădirile care sunt aşezate izolat (figura 4.15 d).

Intersecţia planelor de scurgere a apelor formează drepte înclinate sau orizontale denumite coame, dolii, respectiv creste.

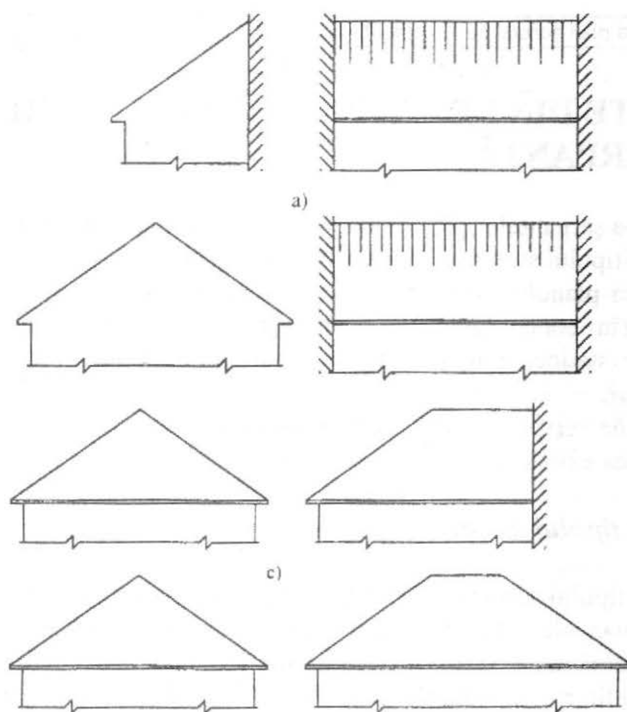


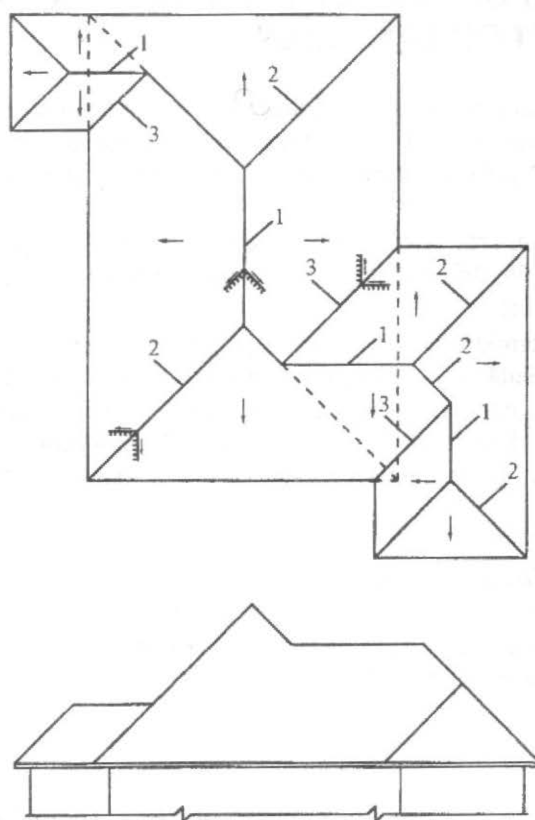
Figura 4.15 Forma acoperişurilor

Intersecţiile înclinate de la care apele se îndepărtează, se numesc coame, iar cele care adună apele (cu unghiuri intrânde ale versanţilor) se numesc dolii. Intersecţiile orizontale se numesc creste.

Pentru a determina configuraţia în plan orizontal a unui acoperiş cu mai multe ape, întâi se alcătuieşte linia de contur a streaşinilor, apoi dreptele de intersecţie a planurilor de scurgere, ştiindu-se că intersecţia planurilor egal înclinate faţă de orizontală se proiectează în plan orizontal după bisectoarea unghiului format de urmele planurilor pe un plan orizontal, care sunt tocmai liniile streaşinilor.

Pentru a verifica dacă avem coamă sau dolie, intersectăm linia respectivă cu un plan normal pe ea şi observăm sensul de scurgere a apelor.

În figura 4.16 este dată forma în plan şi o elevaţie a unui acoperiş pentru o clădire având planul orizontal compus din dreptunghiuri. La determinarea configuraţiei acoperişului, se rezolvă în primul rând dreptunghiul cu lăţimea mai mare, apoi se racordează succesiv cele cu lăţimea mai mică.



1-creastă; 2-coamă; 3-dolie.

Figura 4.16 Plan acoperiş

Plan şarpantă

Întocmirea planului şarpantei se face după stabilirea formei acoperişului şi rezolvarea planului acoperiş.

Planul şarpantă este o vedere de sus a şarpantei considerându-se că s-a îndepărtat învelitoarea şi astereala.

La întocmirea planului şarpantei se trasează poziţiile zidurilor portante ale clădirii, conturul streşinilor, poziţiile căpriorilor, a panelor, popilor, cleştilor, contrafişelor.

În prim plan se văd căpriorii, apoi sub aceştia panele, popii, cleştii.

Dimensiunile acestor elemente, cât şi distanţa dintre ele sunt cele rezultate din calculul de rezistenţă.

În figura 4.28 este prezentat planul şarpantă pentru exemplul de calcul din subcapitolul 4.8.

4.6 PREVEDERI GENERALE PENTRU CALCULUL ELEMENTELOR DIN LEMN

Calculul şarpantelor din lemn se face conform prevederilor din normativul de proiectare "Cod pentru calculul şi alcătuirea elementelor de construcţii din lemn. Indicativ NP 005-96" [19], pe baza principiilor generale de verificare a siguranţei construcţiilor.

Se verifică comportarea corespunzătoare a elementelor şarpantei faţă de *stările limită* ce pot apărea în diferite etape din viaţa construcţiei (execuţie, exploatare, perioade de reparaţie, etc.).

Verificarea comportării elementelor şarpantelor din lemn se face la starea limită ultimă de rezistenţă şi stabilitate (corespunzătoare epuizării capacităţii portante) şi la starea limită a exploatării normale (corespunzătoare apariţiei deformaţiilor excesive), în calcule luându-se în considerare cele mai defavorabile ipoteze de solicitare din gruparea fundamentală a acţiunilor şi cele mai defavorabile caracteristici ale materialelor.

Încărcări şi ipoteze de încărcare

Încărcările de care se ţine seama la dimensionarea elementelor şarpantei sunt:
- încărcări permanente,
- încărcări din zăpadă,
- încărcări din vânt,
- încărcări utile.

În aplicarea metodei stărilor limită, încărcările se iau în considerare cu intensităţile lor de calcul şi normate.

Încărcarea permanentă este dată de greutatea proprie a învelitorii şi a elementelor şarpantei, considerate uniform distribuite pe suprafaţa de acoperiş.

Evaluarea încărcărilor de calcul pe m^2 de suprafaţă se face pe baza greutăţilor tehnice ale materialelor sau a încărcărilor normate (tabelul 3.3 şi tabelul 3.4) şi a coeficienţilor încărcărilor (tabelul 3.7).

Greutatea proprie a elementelor şarpantei se evaluează prin calculul volumului de lemn şi folosirea masei volumice (tabelul 4.4), utilizând relaţiile generale:

- încărcarea normată

$$g_p^n = b \cdot h \cdot \rho \cdot \qquad [daN/m] \qquad (4.2)$$

- încărcarea de calcul

$$g_p^c = n \cdot g_p^n \qquad [daN/m] \qquad (4.3)$$

unde

b şi h – reprezintă dimensinile secţiunii transversale a elementului, [m]

ρ - masa volumică a lemnului, [kg/m³]

n - coeficientul încărcărilor (tabelul 3.7).

Încărcările utile se datorează proceselor de exploatare. În mod curent încărcarea utilă se consideră o forţă concentrată, acţionând pe direcţie verticală, aplicată pe elemente în poziţia cea mai defavorabilă, cu :

- valoarea normată P^n (tabelul 3.8)
- valoarea de calcul $P^c = n\, P^n$, unde n se ia din tabelul 3.9.

Pentru acoperişurile cu pantă mică, situate în zone cu aglomerare de praf industrial se consideră şi încărcarea din praf industrial ca încărcare utilă (conform tabelului 3.8).

Încărcările din zăpadă acţionează pe direcţie verticală, ca sarcini uniform distribuite, iar în calcule se iau în considerare cu valorile normate p_z^n şi de calcul p_z^c, determinate conform prevederilor capitolului 3, cu relaţiile (3.8) şi (3.9).

Încărcările din vânt acţionează pe direcţie perpendiculară la suprafaţa acoperişului, ca sarcini uniform distribuite, iar în calcule se iau în considerare cu valorile normate p_v^n şi de calcul p_v^c, determinate conform prevederilor capitolului 3, cu relaţiile (3.10) şi (3.10a).

Elementele şarpantei (astereală, şipci, căpriori, pane, popi, cleşti şi tălpi) se calculează la încărcările de calcul stabilite conform standardelor de acţiuni, grupate în următoarele ipoteze de încărcare:

- ***ipoteza I*** - încărcarea permanentă + încărcarea din zăpadă,
- ***ipoteza a II -a-*** încărcarea permanentă + încărcarea exterioară din vânt (la care se adaugă efectul sucţiunii interioare, când aceasta are valori semnificative) + jumătate din acţiunea încărcării din zăpadă,
- ***ipoteza a III-a*** - încărcarea permanentă + încărcarea utilă, aplicată în poziţia în care produce cea mai defavorabilă stare de solicitare,
- ***ipoteza a IV-a*** - încărcarea permanentă + încărcarea exterioară din vânt (la care se adaugă efectul presiunii interioare).

Observaţii :

Dintre aceste ipoteze de încărcare, la calculul şipcilor nu se ia în considerare ipoteza III, deoarece circulaţia pe acoperişul în execuţie (în acest caz) trebuie să fie asigurată pe podini de repartiţie a încărcărilor sau numai pe căpriori.

Deasemenea ipoteza a IV-a este valabilă *doar* în cazul acoperişurilor foarte uşoare, amplasate în zone cu valori mari ale presiunii dinamice de bază a vântului.

Calculul capacităţii portante a elementelor

Relaţia generală de calcul a capacităţii portante la diferite solicitări, conform [19] pentru elementele de tip bară din lemn cu secţiunea simplă, este următoarea:

$$F_i = R_i^c \cdot S_i \cdot m_{Ti} \qquad (4.4)$$

unde :

F_i - este capacitatea portantă a barei din lemn masiv la solicitarea "i" (întindere, compresiune, încovoiere, forfecare, etc.) în [N] sau $[N \cdot mm]$,

R_i^c - rezistenţa de calcul la solicitări "i", stabilită în funcţie de specia materialului lemnos, de clasa de calitate a lemnului şi de condiţiile de exploatare a elementelor de construcţie, stabilită conform relaţiei (10), în [N/mm^2],

S_i - caracteristica secţională (arie, modul de rezistenţă), [mm^2] sau [mm^3],

m_{Ti} - coeficientul de tratare a lemnului, conform tabelului 4.10, dat în funcţie de clasa de exploatare a elementelor de construcţie.

Tabelul 4.10

Nr.crt	Procedeul de tratare	Valorile coeficientului m_{Ti}	
		Clasa de exploatare a construcţiei	
		1 şi 2	3
1	Lemn netratat	1,00	
2	Lemn tratat pe suprafaţă	1,00	
3	Lemn tratat în masă, având maximum 100 mm grosime pentru: - modulul de elasticitate	0,90	0,95
	- alte caracteristici	0,70	0,85
4	Lemn ignifugat	0,90	0,90

Pentru a evita supradimensionarea elementelor de construcţie din condiţia de asigurare a stabilităţii laterale, la proiectarea acestora se vor respecta rapoartele maxime între dimensiunile transversale (tabelul 4.11).

Tabelul 4.11

Nr.crt	Condiţii de asigurare la flambaj lateral	Raport maxim h/b
1	Când nu există reazeme intermediare	4/1
2	Când se asigură rigidizarea laturii comprimate cu pane sau tiranţi	5/1
3	Când se asigură rigidizarea laturii comprimate prin patelajul elementului de planşeu	6/1
4	Când se asigură rigidizarea elementului în planul flambajului atât în zona comprimată, cât şi în zona înstinsă	9/1

Deschideri de calcul și deformații admisibile

Deschiderea de calcul (l_c) a elementelor din lemn se stabilește în funcție de tipul elementului de construcție, de schema statică adoptată și de natura reazemelor.

La grinzile simplu rezemate, care spijină direct pe zidărie sau prin intermediul unei centuri de beton armat, deschiderea de calcul este considerată egală cu lumina golului, majorată cu 5% (figura 4.17), lungimea de rezemare a acestora nefiind mai mică de 20 cm.

Pentru grinzile simplu rezemate ce sprijină pe grinzi sau stâlpi și la grinzile continue, deschiderea de calcul (l_c) se consideră egală cu distanța dintre axele reazemelor.

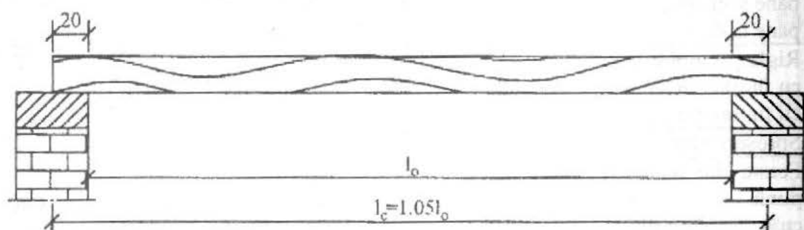


Fig. 4.17 - Stabirirea deschiderii de calcul la grinzi din lemn rezemate pe zidărie

În cazul grinzilor cu contrafișe (figura 4.18), deschiderea de calcul va fi:
- pentru traveile "1..(n-1)",

$$l_c = l_0 + a \tag{4.5}$$

- pentru traveea "n".

$$l_c = l_0 + 1{,}5 \cdot a \,. \tag{4.6}$$

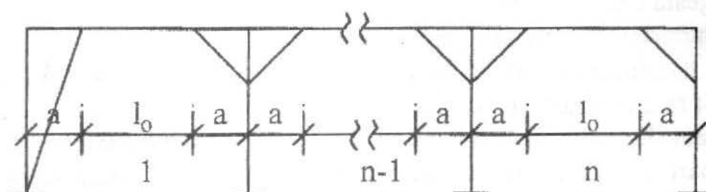


Fig. 4.18 - Deschideri de calcul la grinzi cu contrafișe

Elementele structurale din lemn se verifică în mod diferit din punct de vedere al deformabilității, în funcție de tipul solicitării la care sunt supuse.

Pentru elementele încovoiate se fac verificări ale valorilor deformaţiilor maxime finale sub încărcările efective (f_{max}), care se compară cu valorile deformaţiilor maxime admise (f_{adm}) din tabelul 4.12.

Tabelul 4.12

Nr.crt	Elementul de construcţie	Valoarea deformaţiilor maxime admise (f_{adm}), în funcţie de deschiderea de calcul (l_c), pentru elemente de construcţie cu caracter:	
		Definitiv	Provizoriu
1	Grinzile planşeelor dintre etaje: cu finisaj din lemn cu finisaje din tencuială	 $l_c/250$ $l_c/300$	 $l_c/200$ $l_c/250$
2	Elemente de şarpantă: asterealǎ şi şipci	$l_c/150$	
	pane şi căpriori pane la dolii	$l_c/200$ $l_c/400$	$l_c/250$ $l_c/300$
3	Rigle şi stâlpi la pereţi: cu finisaj din lemn cu finisaj din tencuială	$l_c/250$	$l_c/200$
4	Sprosurile ferestrelor	$l_c/200$	
5	Ferme din lemn, cu grinzi cu inima plină: cu îmbinări cu tije cu alte tipuri de îmbinări	$l_c/400$ $l_c/500$	$l_c/350$ $l_c/400$
6	Grinzi realizate prin încleiere	$l_c/500$	

Deformaţiile (săgeţile) maxime finale din încovoiere se stabilesc cu relaţia următoare:

$$f_{max} = f_1 + f_2 + f_î + f_c \quad [mm] \qquad (4.7)$$

unde:

f_1 - săgeata datorată încărcărilor permanente,

f_2 - săgeata datorată încărcărilor temporare,

$f_î$ - săgeata datorată curgerii lente a îmbinărilor,

f_c - contrasăgeata iniţială a grinzii neîncărcate.

Pentru deschideri ≤ 6,00 m, grinzile din lemn cu secţiune simplă se realizează în mod obişnuit fară contrasăgeată şi nu se ţine seama de $f_î$.

Deformaţiile f_1 şi f_2 se stabilesc ca valori finale, ţinându-se cont de fenomenul de fluaj ce apare pe durata de acţiune a încărcărilor şi de clasa de exploatare a construcţiei cu relaţiile :

$$f_1 = f_{1,inst}(1 + K_{def}) \quad [mm] \qquad (4.8a)$$

$$f_2 = f_{2,inst}(1 + K_{def}) \quad [mm] \qquad (4.8b)$$

unde:

$f_{1,inst}$ - săgeata instantanee, determinată pe baza încărcărilor permanente normate (neafectate de coeficienții de încărcare), pentru secțiunea brută a elementului, ținând cont de modulul de elasticitate mediu, E^{II},

$f_{2,inst}$ - săgeata instantanee, determinată pe baza încărcărilor temporare normate (neafectate de coeficienții de încărcare), pentru secțiunea brută a elementului, ținând cont de modulul de elasticitate mediu E^{II},(tabelul 4.6),

K_{def} - coeficientul ce ține seama de fluaj și de clasa de exploatare a construcției (tabelul 4.13),

f_i – deformația din curgerea lentă a îmbinărilor (tabelul 4.14).

Pentru o încărcare uniform distribuită , q, săgeata instantanee se calculează cu relația:

$$f_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E^{II} \cdot I} \quad [mm] \qquad (4.9)$$

iar pentru o încărcare concentrată P, săgeata instantanee se calculează cu relația :

$$f_{inst} = \frac{1}{48} \cdot \frac{P \cdot l^3}{E^{II} \cdot I} \quad [mm] \qquad (4.10)$$

Tabelul 4.13

Nr.crt	Clasa de durată a încărcărilor	Coeficientul K_{def}	
		Clasa de exploatare a construcțiilor	
		1 și 2	3
1	Permanente	0,50	1,00
2	Lungă durată	0,25	0,50
3	Scurtă durată	0,00	0,00

Tabelul 4.14

Nr.crt	Tipul îmbinării	Deformația maximă datorată curgerii lente a îmbinărilor, f_i [mm]
1	Îmbinări prin chertare	1,5
2	Îmbinări cu tije cilindrice:	
	- cuie	$0,5\ d\ (L/L_{cap}) \geq 2,0$ mm
	- buloane	$0,1\ d + 1\ m \geq 2,0$ mm
	- șuruburi	$0,1\ d \geq 2,0$ mm

Notațiile din tabelul 4.14, reprezintă: d reprezintă diametrul tijei, L – efortul efectiv în tijă și L_{cap} – capacitatea portantă minimă a tijei.

Bare din lemn solicitate la încovoiere dreaptă

Verificările care se fac în acest caz, sunt următoarele :

a)Verificarea de rezistenţă

Din punct de vedere al rezistenţei, se compară momentul maxim efectiv M_{ef} ce poate să apară datorită încărcărilor reale de pe bară cu capacitatea portantă a elementului, M_r, relaţia ce trebuie să fie satisfăcută fiind:

$$M_r \geq M_{ef} \qquad [N \cdot mm] \qquad (4.11)$$

Capacitatea portantă (sau momentul rezistent) a elementelor din lemn masiv cu secţiunea simplă, supuse la încovoiere dreaptă, M_r, se calculează cu formula :

$$M_r = R_i^c \cdot W_{calcul} \cdot m_{Ti} \qquad [N \cdot mm] \qquad (4.12)$$

unde

R_i^c - rezistenţa de calcul la încovoiere, [N/mm^2],

W_{calcul} – modulul de rezistenţă pentru secţiunea cea mai solicitată, cu valoarea:

W_{brut} – dacă elementul nu are slăbiri în secţiunea de calcul,

W_{net} - dacă elementul are slăbiri în secţiunea de calcul

m_{Ti} –coeficientul de tratare a lemnului supus la încovoiere (tabelul 4.10),

M_{ef} - momentul maxim efectiv, determinat ca fiind valoarea maximă a momentului încovoietor ce poate apărea în element dintr-o anumită combinaţie de încărcări.

b) Verificarea de rigiditate (deformaţie)

Se verifică relaţia:

$$f_{max} < f_{adm} \qquad [mm] \qquad (4.13)$$

în care

f_{max} – deformaţia maximă finală din încovoiere ce poate apărea dintr-o anumită combinaţie de încărcări,

f_{adm} - săgeata maximă admisibilă (tabelul 4.12).

Bare din lemn solicitate la încovoiere oblică

a) Verificarea de rezistenţă

Din punct de vedere al rezistenţei, barele supuse la încovoiere oblică se verifică cu relaţia:

$$\pm \frac{M_{ef}^x}{M_r^x} \pm \frac{M_{ef}^y}{M_r^y} \leq 1 \qquad (4.14)$$

unde

M_r^x , M_r^y - capacităţile portante la încovoiere statică pe direcţiile axelor principale de inerţie ale secţiunii transversale, relaţiile de calcul fiind:

$$M_r^x = R_i^c \cdot W_{calcul}^x \cdot m_{Ti} \qquad [N \cdot mm] \qquad (4.15)$$

$$M_r^y = R_i^c \cdot W_{calcul}^y \cdot m_{Ti} \qquad [N \cdot mm] \qquad (4.16)$$

unde

R_i^c - rezistența de calcul la încovoiere, în [N/mm²], conform relației (4.1),
W^x_{calcul}, W^y_{calcul} – modulul de rezistență pentru secțiunea cea mai solicitată, pe direcția x-x, respectiv y-y, putând fi
W_{brut} – dacă elementul nu are slăbiri în secțiunea de calcul,
W_{net} - dacă elementul are slăbiri în secțiunea de calcul,
m_{Ti} – coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10),
M_{ef}^x, M_{ef}^y – componentele momentului încovoietor maxim efectiv, dat de o anumită combinație de încărcări pe direcțiile (x-x respectiv y-y).

b) Verificarea de rigiditate (deformație)

Se verifică relația (4.13), unde:

$$f_{max} = \sqrt{\left(f_{max}^x\right)^2 + \left(f_{max}^y\right)^2} \qquad [mm] \qquad (4.17)$$

iar

f_{max} - deformația maximă finală din încovoiere ce poate apărea dintr-o anumită combinație de încărcări
f^x_{max} și f^y_{max} - se stabilesc cu relația (4.7), din componetele încărcărilor de pe direcțiile x-x, respectiv y-y,
f_{adm} săgeata admisibilă, având valorile din tabelul 4.12.

Bare din lemn solicitate la compresiune axială paralelă cu fibrele

Relația de verificare a elementelor solicitate la compresiune axială paralelă cu fibrele este următoarea :

$$N_i \le C_r \,, \qquad [N] \qquad (4.18)$$

unde

N_i – încărcarea maximă, [N], ce-i revine elementului comprimat dintr-o anumită combinație de încărcări,
C_r – capacitatea portantă a elementelor din lemn masiv, având secțiunea simplă, solicitate la compresiune paralelă cu fibrele, care se determină cu relația:

$$C_r = R_{c\parallel}^c \cdot A_{calcul} \cdot \varphi_c \cdot m_{Tc} \qquad [N] \qquad (4.19)$$

iar

$R^c_{c\parallel}$ rezistența de calcul la compresiune paralelă cu fibrele, [N/mm²], calculată conform relației (10),
A_{calcul} aria secțiunii de calcul a barei slăbite, [mm²], cu valorile:

$A_{calcul} = A_{brut}$, pentru secţiuni în care slăbirile nu depăşesc 25% din secţiunea brută şi nu sunt pe feţele paralele cu direcţia de calcul la flambaj,

$A_{calcul} = 4A_{net} / 3 \leq A_{brut}$, pentru secţiuni în care slăbirile depăşesc 25% din secţiunea brută şi nu sunt pe feţele paralele cu direcţia de calcul la flambaj,

$A_{calcul} = A_{net}$, pentru secţiuni în care slăbirile sunt simetrice, amplasate pe feţele paralele cu direcţia de calcul la flambaj, în cazul slăbirilor nesimetrice, amplasate pe feţele paralele cu direcţia de flambaj, barele urmând a se calcula la compresiune excentrică,

m_{Tc} coeficientul de tratare a lemnului (tabelul4.10)

φ_c coeficientul de flambaj, limitat la valorile din tabelul 4.15, se determină cu una dintre relaţiile 4.20 sau 4.21.

Tabelul 4.15

Valorile coeficienţilor de flambaj φ_c										
λ	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	1,000	1,000	1,000	0,999	0,999	0,998	0,997	0,996	0,995	0,993
10	0,992	0,990	0,988	0,986	0,984	0,982	0,979	0,977	0,974	0,971
20	0,968	0,965	0,961	0,958	0,954	0,950	0,946	0,942	0,937	0,933
30	0,928	0,922	0,918	0,913	0,908	0,902	0,896	0,891	0,885	0,878
40	0,872	0,866	0,859	0,852	0,845	0,838	0,831	0,823	0,815	0,808
50	0,800	0,792	0,784	0,775	0,767	0,758	0,749	0,740	0,731	0,722
60	0,712	0,702	0,693	0,682	0,672	0,662	0,651	0,641	0,630	0,619
70	0,608	0,597	0,585	0,574	0,562	0,550	0,537	0,523	0,509	0,496
80	0,484	0,472	0,461	0,450	0,439	0,429	0,419	0,409	0,400	0,391
90	0,383	0,374	0,366	0,358	0,351	0,343	0,336	0,329	0,323	0,316
100	0,310	0,304	0,298	0,292	0,287	0,281	0,276	0,271	0,266	0,216
110	0,256	0,252	0,248	0,243	0,239	0,234	0,230	0,226	0,223	0,219
120	0,215	0,212	0,208	0,205	0,201	0,198	0,196	0,193	0,189	0,186
130	0,193	0,181	0,178	0,175	0,172	0,170	0,167	0,165	0,163	0,160
140	0,158	0,156	0,154	0,152	0,149	0,147	0,145	0,143	0,141	0,140
150	0,138	0,136	0,134	0,132	0,131	0,129	0,127	0,126	0,125	0,123
160	0,121	0,120	0,118	0,117	0,115	0,114	0,112	0,111	0,110	0,109
170	0,107	0,106	0,105	0,104	0,102	0,101	0,100	0,099	0,098	0,097
180	0,096	0,095	0,094	0,093	0,092	0,091	0,090	0,089	0,088	0,087
190	0,086	0,085	0,084	0,083	0,082	0,081	0,081	0,080	0,079	0,078
200	0,077	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Valorile coeficientului de flambaj, sunt:

$$\varphi_c = 1 - 0{,}8\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2 \qquad \text{pentru } \lambda \leq 75 \qquad (4.20)$$

$$\varphi_c = \frac{3100}{\lambda^2} \qquad \text{pentru } \lambda > 75 \qquad (4.21)$$

în care:

λ coeficientul de zvelteţe a barei, limitat la valorile λ_a (tabelul 4.16), calculat cu relaţia:

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \qquad (4.22)$$

unde l_f= lungimea de flambaj (tabelul 4.17)

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} \text{ - raza de giraţie} \qquad (4.23)$$

I – momentul de inerţie al secţiunii transversale

A- aria secţiunii transversale.

Tabelul 4.16

Nr. crt.	Denumirea elementelor	Coeficienţi de zvelteţe maximi admişi, λ_a, pentru:	
		Construcţii definitive	Construcţii provizorii
1	La grinzi cu zăbrele şi arce: - tălpi, diagonale şi montanţi de reazem - celelalte elemente	 150 175	 175 200
2	Stâlpi principali	120	150
3	Stâlpi secundari (la pereţi, luminatoare, etc.) şi zăbrelele stâlpilor cu secţiune compusă	150	175
4	Contravânturi	200	

Tabelul 4.17

Nr. Crt	Tipul de rezemare	Simbol rezemare	Lungimi de flambaj l_f
1	Translaţie şi rotire împiedicate la ambele extremităţi		$l_f = 0{,}65\ l$
2	Translaţie împiedicată la ambele extremităţi, rotire împiedicată la o extremitate		$l_f = 0{,}80\ l$
3	Translaţie împiedicată şi rotire liberă la ambele extremităţi		$l_f = l$

4	Translaţie şi rotire împiedicată la o extremitate, translaţie liberă şi rotire împiedicată la celalaltă extremitate		$l_f = 1.20\ l$
5	Translaţie şi rotire împiedicată la o extremitate, translaţie liberă şi rotire parţială la celalaltă extremitate		$l_f = 1.50\ l$
6	Translaţie împiedicată şi rotire liberă la o extremitate, translaţie liberă şi rotire împiedicată la cealaltă extremitate		$l_f = 2.00\ l$
7	Translaţie şi rotire împiedicată la o extremitate, translaţie şi rotire liberă la cealaltă extremitate		$l_f = 2.00\ l$

Bare din lemn solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre

Relaţia de verificare a elementelor solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre este următoarea :

$$N_i \le Q_r\ , \qquad [N] \qquad (4.24)$$

unde

N_i forţa axială maximă, [N], ce-i revine elementului comprimat dintr-o anumită combinaţie de încărcări,

Q_r capacitatea portantă a elementelor din lemn solicitate la compresiune perpendicular pe fibre, care se determină cu relaţia:

$$Q_r = R^c_{c\perp} \cdot A_c \cdot m_{Tc} \cdot m_r \qquad [N] \qquad (4.25)$$

$R^c_{c\perp}$ rezistenţa de calcul la compresiune perpendiculară pe fibre, [N/mm^2], calculată conform relaţiei (4.1),

A_c aria de contact dintre cele două elemente,

m_{Tc} coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10),

m_r coeficient ce ţine cont de modul de rezemare, cu valorile:

$m_r = 1{,}00$, pentru elemente la care aria de contact (reazem) este egală cu aria elementului comprimat (Figura 4.19a), precum şi la îmbinări cu crestări laterale, (Figura 4.19b),

m_r = 1,60, la piesele de rezem (Figura 4.19c,d), în îmbinări cu pene perimetrice care au fibrele dispuse normal pe fibrele elementelor îmbinate (Figura 4.19e) precum şi la suprafeţele de reazem ale construcţiilor din lemn, (Figura 4.19g)

m_r = 2,00, la striviri sub şaibă.

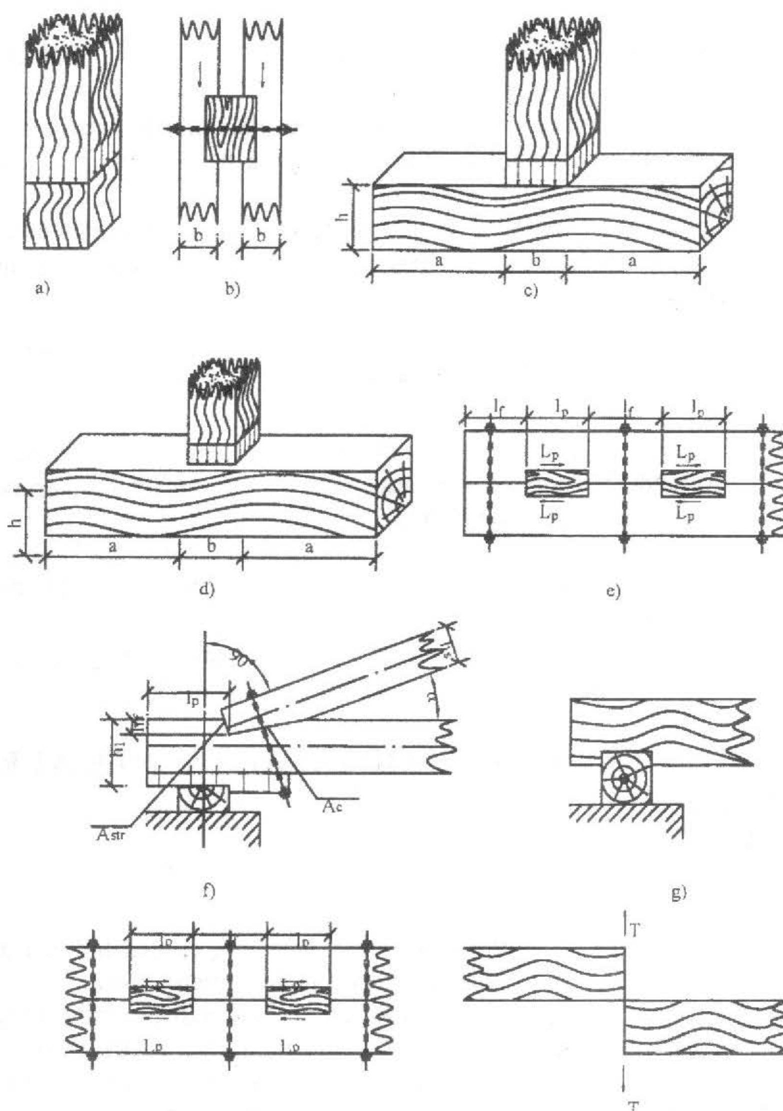


Figura 4.19 Variante de rezemare a elementelor din lemn

Bare din lemn solicitate la strivire oblică

Strivirea oblică apare la îmbinarea elementelor comprimate sub un anumit unghi (figura 4.19f).

Relaţia de verificare a elementelor solicitate la compresiune sub un unghi α faţă de direcţia fibrelor materialului lemnos este următoarea:

$$N_i \leq N_r \,, \qquad [N] \qquad (4.26)$$

unde

N_i încărcarea maximă, [N], ce-i revine elementului comprimat dintr-o anumită combinaţie de încărcări şi care face un unghi α cu direcţia fibrelor elementului respectiv,

N_r capacitatea portantă a elementelor din lemn, solicitate la compresiune sub un unghi α faţă de direcţia fibrelor, având secţiunea simplă, care se determină cu relaţia:

$$N_r = \frac{C_r \cdot Q_r}{C_r \cdot \sin^2 \alpha + Q_r \cdot \cos^2 \alpha} \qquad [N] \qquad (4.27)$$

cu

C_r capacitatea portantă a elementelor din lemn cu secţiunea simplă, solicitate la compresiune paralelă cu fibrele, considerând aria de calcul egală cu aria de strivire, A_{str},

Q_r capacitatea portantă a elementelor din lemn, solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre, aria de calcul fiind considerată aria de contact dintre elemente, A_c ,

α unghiul pe care îl face forţa de compresiune cu direcţia fibrelor, respectiv unghiul sub care se îmbină cele două elemente.

4.7 CALCULUL ELEMENTELOR COMPONENTE ALE ŞARPANTELOR

Astereala

Astereala se consideră simplu rezemate pe căpriori, cu deschiderea de calcul egală cu distanţa dintre căpriori, d_c şi se calculează la încovoiere oblică.

Încărcările aferente unei scânduri (de lăţime b) din încărcările permanente, zăpadă, vânt şi încărcarea utilă se determină, conform (figurii 4.20). Pentru distanţe între axele scândurilor sub 15 cm se consideră că forţa concentrată (încărcarea utilă) se distribuie la două scânduri, iar pentru distanţe mai mari de 15 cm, forţa concentrată se repartizează unei singure scânduri.

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor încărcărilor de pe astereală, (g_p^a, g_z^a, p_v^a) pe cele două direcţii, sunt date în tabelul 4.18.

Tabelul 4.18

Încărcarea		Componenta încărcării pe astereală pe direcţie :	
		normală (y-y)	tangenţială (x-x)
permanentă	g_p	$g_{p,y}^a = g_p \cdot b \cdot \cos\alpha$	$g_{p,x}^a = g_p \cdot b \cdot \sin\alpha$
din zăpadă	g_z	$g_{z,y}^a = g_z \cdot b \cdot \cos^2\alpha$	$g_{z,x}^a = g_z \cdot b \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$
din vânt	p_v	$p_{v,y}^a = p_v \cdot b$	0
utilă	P	$P_y = P \cdot \cos\alpha$	$P_x = P \cdot \sin\alpha$

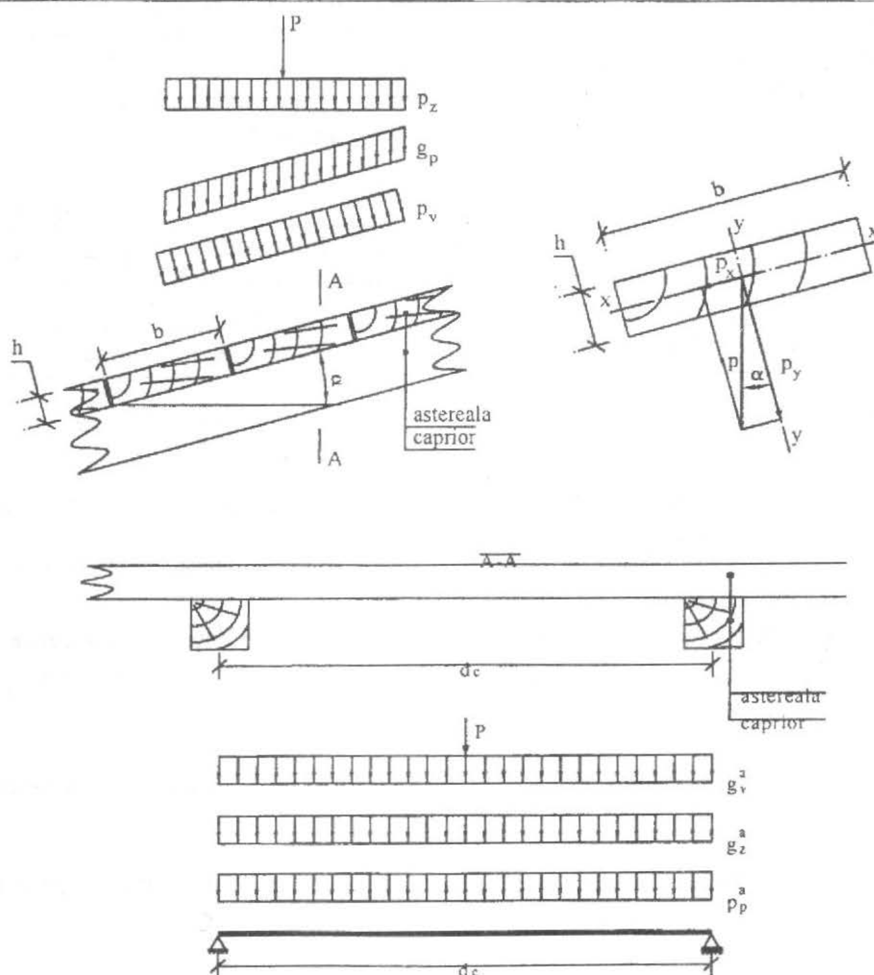


Figura 4.20 - Stabilirea schemei de calcul şi a încărcărilor pentru astereală

Se aleg dimensiunile asterealei (b x h). şi se determină caracteristicile secţionale $W_{x(y)}$ [mm^3] şi $I_{x(y)}$ [mm^4] pe direcţiile principale de inerţie.

Calculul asterealei se face la încovoiere oblică, etapele şi relaţiile de calcul fiind cele prezentate în capitolul 4.6.

Şipcile

Schema statică pentru calculul şipcilor se consideră o grindă simplu rezemată pe căpriori, cu deschiderea de calcul egală cu distanţa dintre căpriori, d_c.

Asemeni asterealei, calculul şipcii se face la încovoiere oblică, etapele şi relaţiile de calcul luându-se din capitolul 4.6.

Se determină încărcările aferente unei şipci din încărcările permanente, din zăpadă, din vânt şi din încărcarea utilă, după care se proiectează pe direcţie normală şi tangenţială (conform figurii 4.21).

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor încărcărilor de pe şipcă (g^s_p, g^s_z, p^s_v), pe cele două direcţii, sunt date în tabelul 4.19.

Tabelul 4.19

Încărcarea		Componenta încărcării pe şipcă pe direcţie :	
		normală (y-y)	tangenţială (x-x)
permanentă	g_p	$g^s_{p,y} = g_p \cdot d_s \cdot \cos\alpha$	$g^s_{p,x} = g_p \cdot d_s \cdot \sin\alpha$
din zăpadă	g_z	$g^s_{z,y} = g_z \cdot d_s \cdot \cos^2\alpha$	$g^s_{z,x} = g_z \cdot d_s \cdot \sin\alpha \cdot \cos\alpha$
din vânt	p_v	$p^s_v = p_v \cdot d_s$	0

Se aleg dimensiunile asterealei (b x h). şi se determină caracteristicile secţionale $W_{x(y)}$ [mm^3] şi $I_{x(y)}$ [mm^4].

Se calculează rezistenţa de calcul la încovoiere R_i cu relaţia (4.1) iar apoi se face verificarea de rezistenţă cu relaţia (4.14).

Momentele încovoietoare efective M^x_{ef} şi M^y_{ef} sunt calculate cu încărcările de calcul (în ipoteza I) iar M^x_r şi M^y_r se determină cu relaţiile (4.15), respectiv (4.16), ca fiind momentele rezistente pe direcţiile x-x, respectiv y-y.

Verificarea de rigiditate se face cu relaţia (4.17), f_{adm} luându-se din tabelul 4.12.

Dacă verificările nu sunt satisfăcute, se aleg dimensiuni noi pentru elementul calculat şi se reiau calculele de verificare.

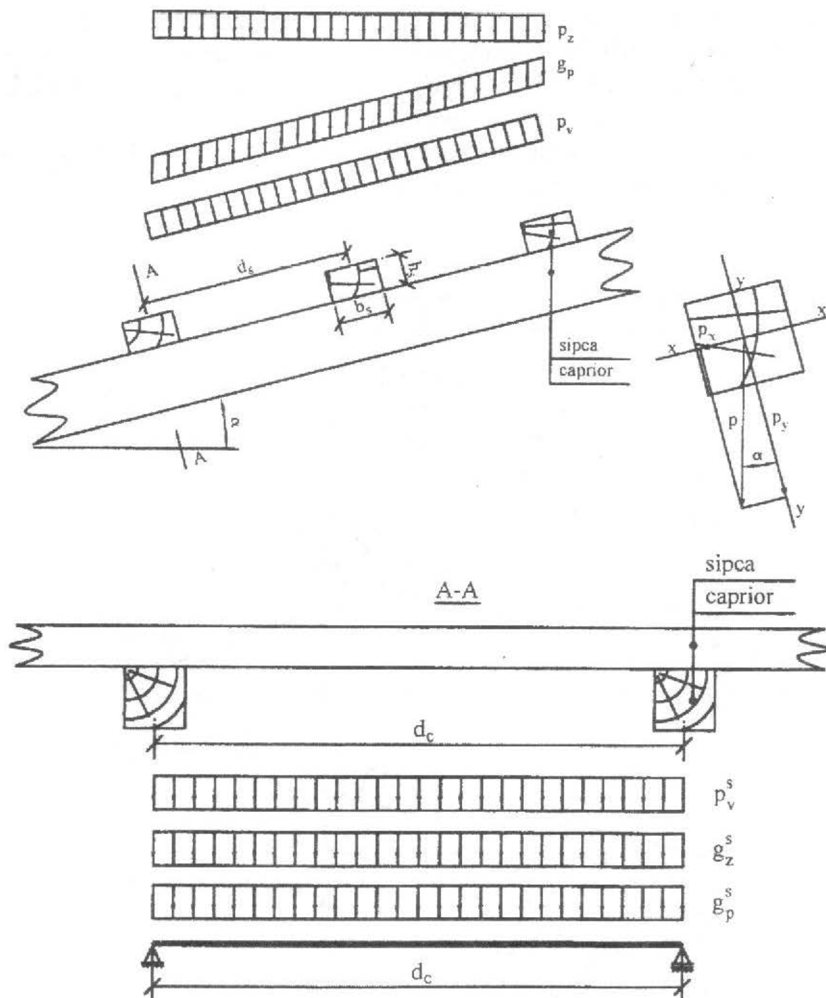


Figura 4.21 – Stabilirea schemei de calcul şi a încărcărilor pentru şipcă

Căpriorii

Schema statică a căpriorilor poate este o grindă simplu rezemată pe pane, cu sau fără consolă. Dacă există pană de creastă care reazemă pe un pop, atunci schema statică este o grindă simplu rezemată, cu deschiderea de calcul egală cu cea mai mare distanţă dintre axele panelor consecutive.

Dacă la creastă există soluţia de riglă prinsă între căpriori şi cleşti, schema de calcul va fi o grindă simplu rezemată, cu consolă pe deschiderea dintre pana intermediară şi rigla de creastă.

Căpriorii se pot calcula ca grinzi orizontale cu deschiderea de calcul d_2 (distanţa pe orizontală dintre axele panelor), încărcate cu sarcini verticale uniform distribuite sau ca grinzi înclinate, de deschidere l_2 încărcate cu sarcini normale pe axa grinzii şi uniform distribuite pe lungimea înclinată a acesteia.

În figura 4.22 sunt prezentate schema de calcul şi modul de aplicare al încărcărilor pe căpriori pentru varianta a doua de calcul.

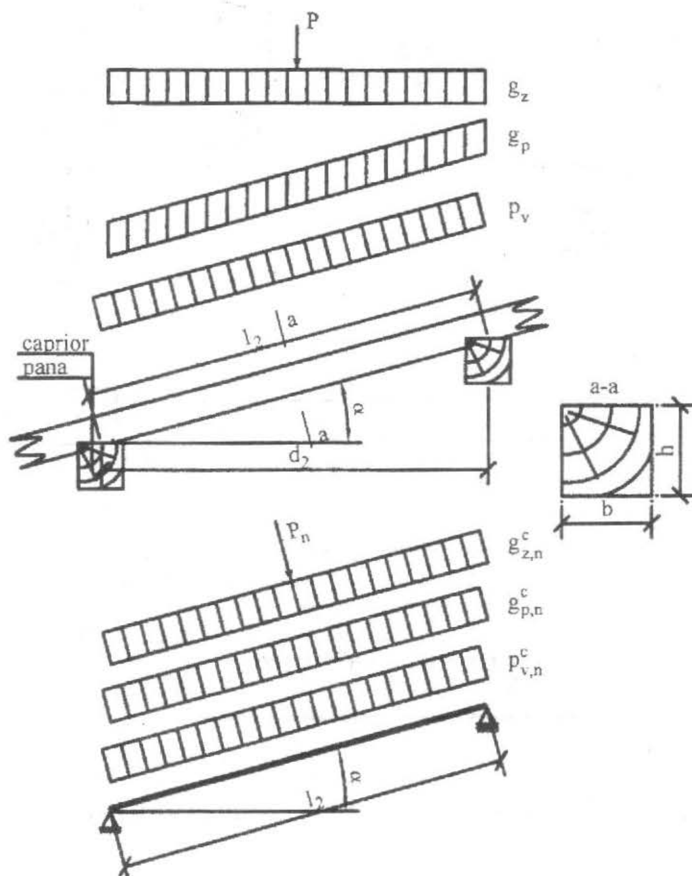


Figura 4.22 – Stabilirea schemei de calcul şi a încărcărilor pentru căpriori (soluţia cu pană de creastă)

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor încărcărilor de pe căprior (g^c_p , g^c_z , p^c_v) pe direcţie normală axei lui, sunt date în tabelul 4.20.

Calculul căpriorilor se face la încovoiere dreaptă, etapele şi relaţiile de calcul luându-se din capitolul 4.6.

Tabelul 4.20

Încărcarea		Componenta încărcării pe astereală pe direcţie : normală (y-y)
Permanentă	g_p	$g_p^c = g_p \cdot d_c \cdot \cos\alpha$
din zăpadă	g_z	$g_z^c = g_z \cdot d_c \cdot \cos^2\alpha$
din vânt	p_v	$p_v^{ac} = p_v \cdot d_c$
Utilă	P	$P_y = P \cdot \cos\alpha$

Se aleg dimensiunile b x h ale căpriorilor şi se determină caracteristicile secţionale.

Se calculează rezistenţa de calcul la încovoiere R_i cu relaţia (4.1) iar apoi se face verificarea de rezistenţă cu relaţia (4.11).

Momentul încovoietor efectiv M_{ef}^x este calculat cu încărcările de calcul (în ipoteza I) iar M_r^x se determină cu relaţiile (4.12) ca fiind momentul capabil.

Verificarea de rigiditate se face cu relaţia (4.13), f_{adm} luându-se din tabelul 4.12.

Panele

Schema statică a panei se consideră o grindă simplu rezemată pe popi, deschiderea de calcul fiind distanţa dintre ferme. Când pana este prevăzută cu contrafişe longitudinale, deschiderea de calcul, l_c, se consideră ca în figura 4.21.

Panele pot fi drepte sau înclinate (figura 4.23), calculându-se la încovoiere oblică.

Schemele de calcul şi încărcările aferente panelor se iau conform figurii 4.23, ţinîndu-se cont de existenţa contravântuirilor longitudinale.

Încărcările care acţionează asupra panei sunt cele transmise de căpriorii care reazemă pe aceasta (permanente, zăpadă, vânt şi utilă) şi în plus, se ia în considerare greutatea proprie a panei ($g_{pr,p}$)

Formulele de calcul pentru determinarea componentelor tuturor încărcărilor de pe pană, (g_p^p, g_z^p, p_v^p, P), pe cele două direcţii principale de inerţie, sunt date în tabelul 4.21.

Se observă că, în ipotezele în care nu se ia în considerare vântul, panele drepte se pot calcula la încovoiere dreaptă, după direcţia axei y-y, normală la axa panei.

Se aleg dimensiunile pentru pană (b x h) şi se determină caracteristicile secţionale $W_{x(y)}$ şi $I_{x(y)}$ pe direcţiile axelor principale de inerţie.

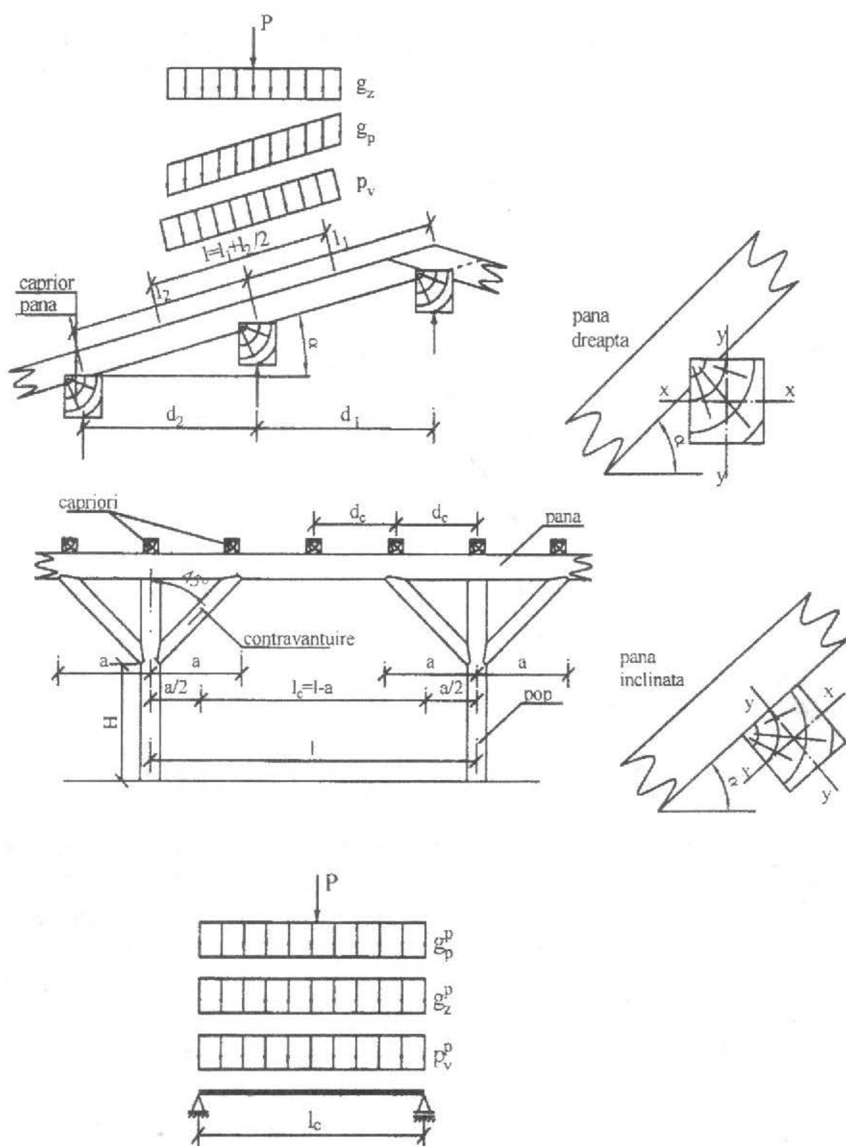


Figura 4.23 - Stabilirea schemei de calcul şi a încărcărilor pentru pane

Calculul panei se face la încovoiere oblică (sau dreaptă, conform observaţiei de mai sus), cu încărcările determinate conform ipotezelor de încărcare de la etapele şi relaţiile de calcul fiind cele prezentate în capitolul 4.6.

Tabelul 4.21

Tipul panei	Încărcare	Componenta încărcării pe pană, pe direcţie :	
		normală (y-y)	tangenţială (x-x)
Pană dreaptă	g_p	$g^p_{p,y} = g_p \cdot l + g_{pr,p}$	0
	g_z	$g^p_{z,y} = g_z \cdot d_2$	0
	p_v	$p^p_{v,y} = p_v \cdot l \cdot \cos\alpha$	$p^p_{v,x} = p_v \cdot l \cdot \sin\alpha$
	P	$P_y = P$	0
Pană oblică	g_p	$g^p_{p,y} = (g_p \cdot l + g_{pr,p}) \cdot \cos\alpha$	$g^p_{p,y} = (g_p \cdot l + g_{pr,p}) \cdot \sin\alpha$
	g_z	$g^p_{z,y} = g_z \cdot d_2 \cdot \cos\alpha$	$g^p_{z,y} = g_z \cdot d_2 \cdot \sin\alpha$
	p_v	$p^p_{v,y} = p_v \cdot l$	0
	P	$P_y = P$	$P_x = P \cdot \sin\alpha$

Popii

Sunt elemente verticale sau înclinate solicitate la compresiune paralelă cu fibrele şi, în funcţie de tipul lor, preiau în mod diferit reacţiunile din pane N_p, astfel:

a)Popii verticali:

- se consideră elemente comprimate centric, articulate la ambele capete, lungimea lor de flambaj, l_f, fiind egală cu înălţimea lor, *H*, considerată până sub pană, (figura 4.24a)
- se verifică la compresiune cu flambaj.

b)Popii înclinaţi:

- preiau reacţiunile aduse de pane, N_p, conform schemei din figura 4.24b.
- se consideră atât ei cât şi coarda întinsă articulaţi la ambele capete,
- lungimea de flambaja popului înclinat , l_f, este egală cu înălţimea popului până sub pană.

Se aleg dimensiunile secţiunii transversale a popului şi se determină aria acesteia.

Calculul popului se face la compresiune în lungul fibrelor, urmând etapele de calcul precizate în paragraful anterior, capitolul 4.6.

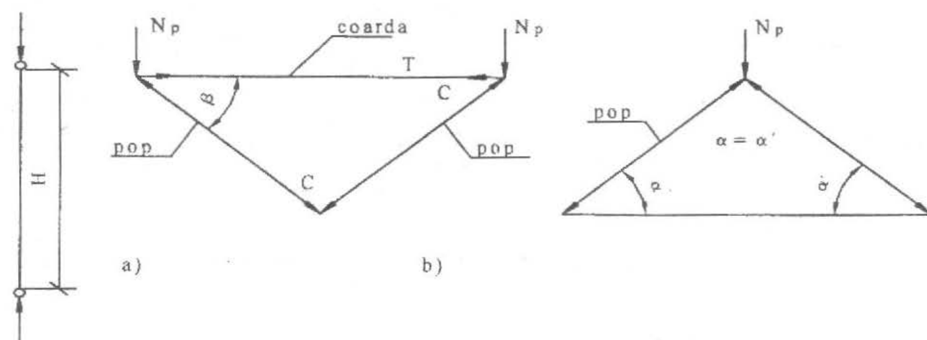


Figura 4.24 - Stabilirea schemelor de calcul pentru popi

Relaţia de verificare este (4.18), unde încărcarea $N_i = N_p$.

Se alege secţiunea transversală a acestora şi se determină capacitatea portantă la compresiune în lungul fibrelor cu relaţia (4.19), unde φ_c se calculează cu (4.20) sau (4.21) şi se limitează la valorile din tabelul 4.15.

Tălpile

Sunt elemente supuse la strivire dreaptă (compresiune perpendiculară pe fibre) în cazul popilor verticali (figura 4.25) şi la strivire sub un anumit unghi în cazul popilor înclinaţi (Detaliul C, figura 4.7b).

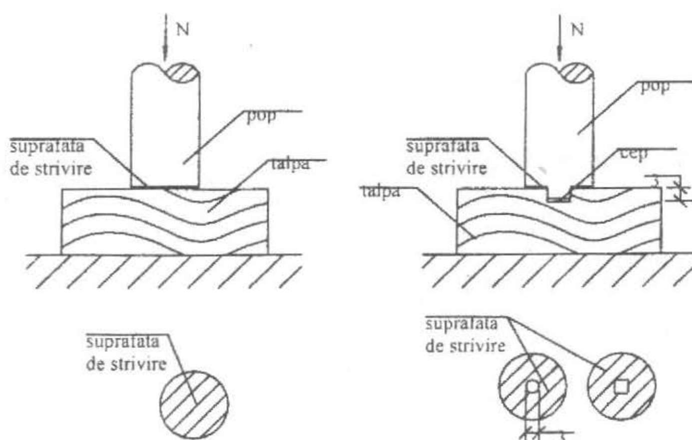


Figura 4.25 – Stabilirea suprafeţelor de strivire ale tălpilor sub popi

Aria de strivire este diferită, în funcţie de existenţa sau inexistenţa cepului la îmbinarea pop – talpă (figura 4.25).

Verificarea tălpilor de sub popii verticali se face conform precizărilor din paragraful anterior, cu relaţiile (4.24) şi (4.25) iar verificarea tălpilor de sub popii înclinaţi, conform paragrafului precedent, cu relaţiile (4.26) şi (4.27).

După verificarea dimensiunilor fiecărui element al şarpantei, se completează planul şarpantă cu poziţiile şi dimensiunilor reale ale elementelor, rezultate în urma calculelor.

4.8 EXEMPLU DE CALCUL ŞI DE ALCĂTUIRE A UNEI ŞARPANTE DIN LEMN

Date generale

Să se proiecteze şarpanta din lemn pentru clădirea de locuit P+1E, prezentată în capitolul 1, având datele generale precizate în continuare:

- Clădirea de locuit este amplasată în Timişoara.
- Structura de rezistenţă este alcătuită din pereţi portanţi din zidărie de cărămidă.
- Şarpanta se execută din lemn de răşinoase, tratat pe suprafaţă, având:
  - clasa I-a de calitate, pentru elementele întinse;
  - clasa a II-a de calitate, pentru elementele comprimate sau încovoiate;
  - clasa 1 de exploatare din punct de vedere al condiţiilor de umiditate.

Învelitoarea este din ţigle profilate, cu panta învelitorii de 35°.

Dimensiunile în plan şi în elevaţie ale clădirii de locuit sunt date în figura 4.26, unde notaţiile reprezintă :

- l – deschiderea transversală a clădirii;
- b – lungimea totală a clădirii;
- h_l – înălţimea la streaşină;
- $h_ş$ – înălţimea şarpantei.

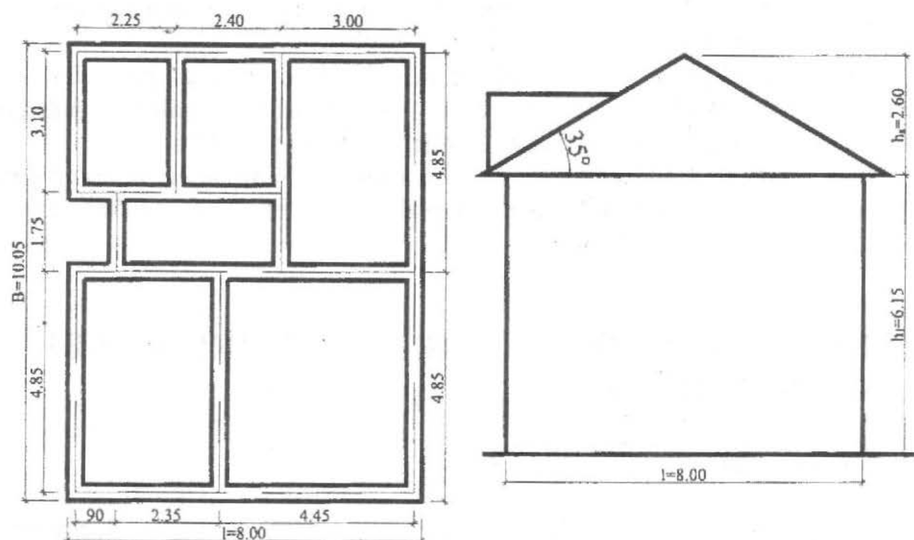


Figura 4.26 Dimensiunile în plan şi în elevaţie ale clădirii

Alegerea şarpantei

Pentru dimensiunile în plan şi în elevaţie ale clădirii proiectate (figura 4.26) se alege o şarpantă pe scaune, cu popi verticali, având schema de calcul şi dimensiunile din figura 4.27.

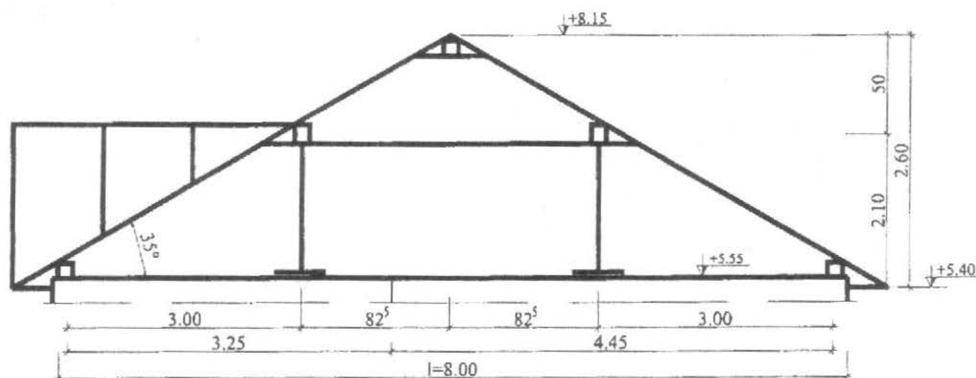


Figura 4.27 Secţiune transversală prin şarpantă – schemă de calcul

Învelitoarea din ţigle profilate este aşezată pe suport din şipci orizontale dispuse la 34cm.

Fermele şarpantei se poziţionează pe pereţii transversali de rezistenţă, amplasaţi la distanţa de T =4,85 m.

Căpriorii se aleg cu secţiunea dreptunghiulară şi se dispun la distanţa de 80 cm interax.

Evaluarea încărcărilor

a). Încărcări permanente (din greutatea proprie a acoperişului).

Valorile normate şi de calcul ale încarcărilor din greutatea proprie a acoperişului sunt date în tabelul următor:

Tabelul 4.22

Denumire element	g_p^n[daN/m^2]	n	g_p^c[daN/m^2]
Învelitoare din ţigla profilată	50,0	1,2	60,0
Astereală 2x2,4cm	28,8	1,1	31,7
Şipcă 3,8x3,8cm	3,5	1,1	3,85
Căpriori 10x15cm	9,0	1,1	10,0
Vată minerală 6cm	6,0	1,2	7,2
TOTAL	~ 98		~ 113

b). Încărcarea din zăpadă.

Amplasarea fiind în Timişoara, construcţia este încadrată în zona "A" din punct de vedere al zonării teritoriului la acţiunea zăpezii.

Valoarea normată a încărcării din zăpadă se stabileşte conform STAS 10101/21-92 /5/ cu următoarea relaţie de calcul:

$$p^n_z = g_z\, c_{zi}\, c_e \qquad [\text{daN/m}^2]$$

unde:

$g_z = 90$ daN/m^2 – greutatea stratului de bază pentru zona climatică "A"

$c_e = 0,8$ – coeficientul de expunere pentru condiţii normale de expunere.

$c_{zI} = 1,25$ – coeficient cu valoarea maximă în varianta II.

Rezultă valoarea normată a încărcării din zăpadă:

$$p_z^n = 90 \times 0,8 \times 1,25 = 90 \text{ daN/m}^2$$

Valoarea de calcul a încărcării din zăpadă este:

$p_z^c = \gamma_F\, p_z^n$

unde:

γ_F - coeficientul parţial de siguranţă, care se calculează astfel:

$$\gamma_F = \gamma_a - 0,4\frac{g_p}{c_e \cdot p_z} \geq 0,3\gamma_a$$

$$\gamma_F = 2{,}2 - 0{,}4\frac{98}{0{,}8 \cdot 90} = 1{,}655$$

Rezultă valoarea de calcul a încărcării din zăpadă:

p_z^c = 1,655 x 90 = 149 daN/m².

c). Încărcarea din vânt.

Amplasarea construcţiei fiind în Timişoara, este încadrată în zona "A" privind zonarea teritoriului din punct de vedere al acţiunii vântului.

Încărcarea din vânt se ia în calcule cu intensitatea normată p_v^n şi cu cea de calcul p_v^c, conform STAS 10101/20, relaţiile de calcul fiind:

$$p_v^n = \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \qquad [daN/m^2]$$

$$p_v^c = \gamma_F \cdot \beta \cdot c_{ni} \cdot c_h(z) \cdot g_v \qquad [daN/m^2]$$

unde

β - coeficientul de rafală, în funcţie de categoria de sensibilitate a construcţiei la acţiunea vântului (pentru construcţii din categoria C1, construcţii curente, β = 1,6),

c_{ni} – coeficientul aerodinamic pe suprafaţa "i" a construcţiei are valori diferite pe cei doi versanţi ai acoperişului, c_{n1} şi c_{n2}, în funcţie de raportul h_i/l şi de unghiul acoperişului α.

Pentru h_i/l = 0,77 şi α=35°, rezultă

c_{n1} = - 0,118

c_{n2} = - 0,45.

$c_h(z)$– coeficient de variaţie a presiunii dinamice de bază în raport cu înălţimea z deasupra terenului liber şi cu tipul de amplasament (egal cu 0,65 pentru amplasament intravilan),

g_v - presiunea dinamică de bază, g_v = 30 daN/m² (pentru zona climatică "A"),

γ_F – coeficient parţial de siguranţă pentru acţiunea vântului (γ_F = 1,4 pentru zona climatică "A" şi clădiri din clasa II de importanţă).

Valorile intensităţilor normate sunt:

$p_{v_1}^n$ = 1,6 x 0,65 x 30 x (- 0,118) = - 0,37 daN/m²,

$p_{v_2}^n$ = 1,6 x 0,65 x 30 x (- 0,45) = - 14,04 daN/m².

Valorile intensităţilor de calcul sunt :

$p_{v_1}^c$ = 1,4 x (- 0,37) = - 0,98 daN/m²,

$p_{v_2}^c$ = 1,4 x (- 14,04) = - 19,656 daN/m².

Valorile presiunii interioare sunt $\pm 0{,}5 \cdot c_h(h_{med}) \cdot g_v = \pm 9{,}75$ daN/m².

Valorile încărcărilor din vânt sunt nesemnificative faţă de valorile celorlalte încărcări.

d). Încărcarea utilă.

Încărcarea utilă constă într-o forţă concentrată, cu:
- valoarea normată $P^n = 100$ daN,
- valoarea de calcul $P^c = 100 \times 1{,}2 = 120$ daN, cu n = 1,2.

Rezistenţele de calcul ale lemnului la diferite solicitări

a).Rezistenţa la încovoiere

Rezistenţa caracteristică la încovoiere pentru lemn de răşinoase de clasa a II-a de calitate este:

$R_i = 168\text{daN/cm}^2$

Rezistenţa de calcul se determină cu relaţia:

$R_i^c = m_{ui}\, m_{di}\, R_i / \gamma$, unde:

$m_{ui} = 1$, coeficientul condiţiilor de lucru, definiţi pe baza condiţiilor de microclimat în care sunt exploatate elementele de construcţie – clasa 1 de exploatare

m_{di} – coeficienţii de lucru, stabiliţi în funcţie de durata de acţiune a încărcărilor şi de tipul solicitărilor, sunt :

$m_{d1} = 0.55$ (pentru încărcări permanente)

$m_{d2} = 1.0$ (pentru încărcări din zăpadă)

$\gamma_i = 1{,}1$ coeficientul parţial de siguranţă pentru solicitarea de încovoiere,

$m_d = 0{,}80$ – medie ponderată a coeficienţilor m_{di} (în cazul combinaţiei de încăcări din ipoteza I de calcul – permanente + zăpadă)

$$m_d = \frac{m_{d1} \cdot g_p + m_{d2} \cdot g_z}{g_p + g_z}$$

$R_i^c = 1{,}0 \times 0{,}80 \times 168/1{,}1 = 122\text{daN/cm}^2$

b). Rezistenţa la compresiune în lungul fibrelor

Rezistenţa caracteristică la compresiune în lungul fibrelor pentru lemn de răşinoase de clasa a II-a de calitate este:

$R_{cII} = 120\text{daN/cm}^2$.

Rezistenţa de calcul se determină cu relaţia:

$R_{cII}^c = m_{uc}\, m_{dc}\, R_{cII} / \gamma_{cII}$, unde:

$m_{uc} = 1$,

m_{dc} - coeficienţii de lucru, stabiliţi în funcţie de durata de acţiune a încărcărilor şi de tipul solicitărilor, sunt :

$m_{d1} = 0.8$ (pentru încărcări permanente)

$m_{d2} = 1.0$ (pentru încărcări din zăpadă)

$m_d = 0{,}8$ – medie ponderată a coeficienţilor m_{dc},

γ_{cII}=1,25, coeficientul parţial de siguranţă pentru solicitarea de compresiune paralelă cu fibrele,

R_{cII}^{c} =120 x 0,91 /1,25 = 87,4 daN/cm^2.

c). **Rezistenţa la compresiune perpendiculară pe fibre**

Rezistenţa caracteristică la compresiune perpendiculară pe fibre, pentru lemn de răşinoase de clasa a II-a de calitate, este:

$R_{c\perp}$=30daN/cm^2.

Rezistenţa de calcul se determină cu relaţia:

$R_{c\perp}^{c} = m_{uc}\ m_{dc}\ R_{c\perp} / \gamma_{c\perp}$, unde:

m_{uc} = 1,

m_d = 0,91 – medie ponderată a coeficienţilor m_{dc},

$\gamma_{c\perp}$=1,25, coeficientul parţial de siguranţă pentru solicitarea de compresiune,

$R^{c}_{c\perp}$ = 30 x 0,91 /1,25 = 21,8 daN/cm^2.

Dimensionarea elementelor componente ale şarpantei

În fig.4.38 este dat planul şarpantei şi secţiunile caracteristice prin şarpantă, de unde se determină schemele statice, deschiderile de calcul şi suprafeţele aferente pentru evaluarea încărcărilor ce le revin elementelor componente ale şarpantei.

a). **Dimensionarea şipcilor.**

Pentru stabilirea schemei de calcul şi a încărcărilor, vezi figura 4.21, în care :

- distanta dintre şipci este d_s= 0,34 m,
- deschiderea de calcul a şipcilor este chiar distanţa dintre căpriori, d_c = 0,80 m,
- unghiul învelitoarei este α=35°(cosα = 0,819, sinα = 0,573, tg α= 0,700),
- şipcile se verifică la încovoiere oblică.
- se aleg şipci cu secţiunea dreptunghiulară de **3,8x3,8cm**, cu
  $W_x = W_y$ = 9,14cm^3,
  $I_x = I_y$ = 17,37cm^4.

Încărcările care se iau în considerare la calculul şipcilor sunt cele permanente (luate din tabelul 4.22, din care s-a scăzut greutatea căpriorilor şi a termoizolaţiei) şi cele din zăpadă.

Încărcările ce-i revin unei şipci se consideră de pe suprafaţa aferentă şi sunt uniform distribuite pe lungimea şipcii. Se determină încărcările normate şi cele de calcul pe direcţie verticală, se descompun apoi după direcţiile axelor principale de inerţie x-x şi y-y şi se calculează momentele încovoietoare efective aferente.

Încărcările de calcul, uniform distribuite pe şipcă, *pe direcţie verticală* sunt :

- permanente

$g_p^{c,s} = g_p^c \times d_s = 95,8 \times 0,34 \cong 32,6$daN/m

- din zăpadă

$g_z^{c,s} = p_z^c \times d_s \times \cos\alpha = 149 \times 0,34 \times 0,819 \cong 41,5$daN/m.

Încărcările de calcul, uniform distribuite pe şipcă, *descompuse după cele două direcţii principale de inerţie x-x şi y-y*, sunt :

- permanente

$g_{p,x}^{c,s} = g_p^{c,s} \times \sin\alpha = 32,6 \times 0,573 \cong 18,7$daN/m

$g_{p,y}^{c,s} = g_p^{c,s} \times \cos\alpha = 32,6 \times 0,819 \cong 26,7$daN/m

- din zăpadă

$g_{z,x}^{c,s} = g_z^{c,s} \times \sin\alpha = 41,5 \times 0,573 \cong 24$daN/m.

$g_{z,y}^{c,s} = g_z^{c,s} \times \cos\alpha = 41,5 \times 0,819 \cong 34$daN/m.

Încărcările normate, uniform distribuite pe şipcă, pe direcţie verticală sunt :

- permanente

$g_p^{n,s} = g_p^n \times d_s = 83 \times 0,34 \cong 28,2$daN/m

- din zăpadă

$g_z^{n,s} = p_z^n \times d_s \times \cos\alpha = 90 \times 0.34 \times 0,819 \cong 25$daN/m

Încărcările normate, uniform distribuite pe şipcă, *descompuse după cele două direcţii principale de inerţie x-x şi y-y*, sunt :

- permanente

$g_{p,x}^{n,s} = g_p^{n,s} \times \sin\alpha = 28,2 \times 0,573 \cong 16,2$daN/m

$g_{p,y}^{n,s} = g_p^{n,s} \times \cos\alpha = 28,2 \times 0,819 \cong 23$daN/m

- din zăpadă

$g_{z,x}^{n,s} = g_z^{n,s} \times \sin\alpha = 25 \times 0,573 \cong 14,5$daN/m.

$g_{z,y}^{n,s} = g_z^{n,s} \times \cos\alpha = 25 \times 0,819 \cong 20,5$daN/m.

Cu valorile de calcul ale componentelor încărcărilor după direcţiile principale de inerţie se determină momentele încovoietoare în ipoteza I de încărcare (permanente + zăpadă), astfel:

$M_x^s = (g_{p,x}^{c,s} + g_{z,x}^{c,s}) \times d_c^2 / 8$

$M_y^s = (g_{p,y}^{c,s} + g_{z,y}^{c,s}) \times d_c^2 / 8$

rezultând

$M_x^s = (18,7 + 24) \times 0,80^2 / 8 = 3,42$ daNm = 342 daNcm

$M_y^s = (26,7 + 34) \times 0,80^2 / 8 = 4,9$ daNm = 490 daNcm

Verificarea de rezistenţă se face cu relaţia (4.14):

$$\pm \frac{M_{ef}^x}{M_r^x} \pm \frac{M_{ef}^y}{M_r^y} \le 1$$

unde,

M_r^x , M_r^y - capacităţile portante la încovoiere statică pe direcţia x-x, respectiv pe direcţia y-y

$$M_r^x = R_i^c \cdot W_{calcul}^x \cdot m_{Ti}$$

$$M_r^y = R_i^c \cdot W_{calcul}^y \cdot m_{Ti}$$

şi R_i^c=1,0 x 0,80 x 168 / 1,1=122 daN/cm²

$W^x_{calcul} = W^y_{calcul}$ = 9,14 cm³

$M_r^x = M_r^y$ = 122 x 9,14 x 1,0 = 1115 daNcm

$M_{ef}^x = M_x^s$ = 6,1 daNm = 610 daNcm

$M_{ef}^y = M_y^s$ = 8,7 daNm = 870 daNcm , rezultă

± (342 / 1115) ± (490 / 1115) ≤ 1.

Verificarea de rigiditate (deformaţie) se face cu relaţia relaţia:

$$f_{max,finala} = \sqrt{(f^x_{max,finala})^2 + (f^y_{max,finala})^2}$$

unde

$f^x_{max,finală}$ şi $f^y_{max,finală}$ – săgeţile care se calculează din componetele încărcărilor normate (permanente şi zăpadă) de pe direcţiile x-x, respectiv y-y,

f_{adm} = L/150, unde L este lungimea de calcul a şipcii, L = d_c = 80cm deci

f_{adm} = 0,5 cm, iar

$f^x_{max,finală}$ şi $f^y_{max,finală}$ – se stabilesc cu relaţia (12), din componetele încărcărilor de pe direcţiile x-x, respectiv y-y, unde

$f^x_{max,finală} = f_p^x + f_z^x$ şi

$f^y_{max,finală} = f_p^y + f_z^y$,

$f_p^{x,y} = f_{p,inst}^{x,y}(1 + K_{def})$, săgeata finală, din încărcarea permanentă

$f_z^{x,y} = f_{z,inst}^{x,y}(1 + K_{def})$, săgeata finală, din încărcarea din zăpadă, unde

k_{def} – coeficientul care ţine cont de durata de acţiune a încărcărilor, cu valorile 0,50 (încărcări permanente) şi 0,25 (încărcări din zăpadă).

E = 113000daN/cm² – modulul de elasticitate în lungul fibrelor

q – încărcarea normată

l – deschiderea de calcul a şipcii, l = l_c = 80 cm

$$f_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$$,săgeata instantanee dată de o încărcare uniform distribuită, *q*

Săgeţile instantanee, pe cele două direcţii, din încărcarea permanentă şi din zăpadă sunt:

$f_{p,inst}^x$ = (5/384) x 0,162 x 80⁴ / (113000 x 17,37) = 0,04 cm

$f_{z,inst}^x$ = (5/384) x 0,145 x 80⁴ / (113000 x 17,37) = 0,04 cm

$f_{p,inst}^y$ = (5/384) x 0,230 x 80⁴ / (113000 x 17,37) = 0,06 cm

$f_{z,inst}^y$ = (5/384) x 0,205 x 80⁴ / (113000 x 17,37) = 0,04 cm.

Săgeţile finale, pe cele două direcţii, din încărcarea permanentă şi din zăpadă sunt:

$f_p^x = f_{p,inst}^x(1 + K_{def})$ = 0,04 (1+0,5) = 0,06 cm

$f_z^x = f_{z,inst}^x(1 + K_{def})$ = 0,04 (1+0,25) = 0,05 cm

$f_p^y = f_{p,inst}^y(1 + K_{def})$ = 0,06 (1+0,5) = 0,09 cm

$f_z^y = f_{z,inst}^y(1 + K_{def})$ = 0,04 (1+0,25) = 0,05 cm

iar

$f^x_{max} = f_p^x + f_z^x = 0,06 + 0,05 = 0,10$ cm,
$f^y_{max} = f_p^y + f_z^y = 0,09 + 0,05 = 0,14$ cm,

deci,

$$f_{max,\ finală} = \sqrt{0,10^2 + 0,14^2} = 0,17\text{cm} \le f_{adm} = 0,5 \text{ cm}.$$

b). Dimensionarea căpriorilor

Stabilirea schemei de calcul şi a încărcărilor se face conform figurii 4.22, în care:

- deschiderea maximă de calcul a căpriorilor pe direcţie orizontală, $d_2 = 3,00$m,
- distanta dintre căpriori $d_c = 80$cm,
- deschiderea maxima pe directie înclinata $l_2 = 3,66$m,
- căpriorul se calculează la încovoiere dreaptă,
- **se alege pentru căpriori secţiunea dreptunghiulară de 10x12cm având** $W = 240\text{cm}^3$, $I = 1440\text{cm}^4$

Schema de calcul a căpriorului este schema de calcul este o grindă simplu rezemată, cu consolă (deoarece pana de creastă nu reazemă pe popi, acel punct se consideră capăt liber).

Încărcările permanente şi din zăpadă ce-i revin unui căprior se iau de pe suprafaţa aferentă a învelitorii şi se consideră uniform distribuite pe lungimea căpriorului.

Încărcare utilă se consideră o forţă concentrată pe direcţie verticală, aplicată în poziţia cea mai defavorabilă, cu :

- valoarea normată

$P_u^n = 1000$N

- valoarea de calcul

$P_u^c = n \cdot P_u^n = 1200$N, n = 1,2 coeficientul supraîncărcărilor.

Căpriorul se calculează la încovoiere dreaptă, determinîndu-se momentele încovoietoare şi săgeţile din componentele încărcărilor de pe direcţia normală la axa căpriorului g_p^c, g_z^c şi P_u.

Încărcările de calcul pe direcţia normală la axa căpriorului sunt :

- permanente

$- g_p^c = g_p \times d_c \times \cos\alpha = 113 \times 0,80 \times 0,819 \cong 74$daN/m

- din zăpadă

$- g_z^c = p_z \times d_c \times \cos^2\alpha = 149 \times 0,80 \times 0,819^2 \cong 80$daN/m.

- - utilă

$- P_u^c = P_u \times \cos\alpha = 120 \times 0,819 \cong 98,3$daN/m

Încărcările normate, pe direcţia *normală* la axa căpriorului sunt :

- permanente

$- g_p^{n,c} = g_p^n \times d_c \times \cos\alpha = 98 \times 0,80 \times 0,819 \cong 64$daN/m

- din zăpadă
  - $g_z^{n,c} = p_z^n \times d_c \times \cos^2\alpha = 90 \times 0{,}80 \times 0{,}819^2 \cong 48{,}3$daN/m.
- - utilă
  - $P_u = P_u^n \times \cos\alpha = 100 \times 0{,}819 \cong 81{,}9$daN/m

Pentru calculul eforturilor în căprior s-a utilizat programul de calcul static al grinzilor continue ("GRIC"), în domeniul elastic.

S-au determinat momentele încovoietoare în cele două ipoteze de încărcare, ipoteza I (permanente + zăpadă) şi ipoteza II (permanente + utilă).

$M_I = 240$ daNm

$M_{II} = 195{,}4$ daNm.

Dimensionarea căpriorului făcându-se la momentul maxim rezultant, în ipoteza I (g_p+g_z)

$M_{max} = 240$ daNm.

Verificarea de rezistenţă se face cu relaţia:

$M_r \geq M_{max}$, unde

M_r - capacitatea portantă la încovoiere statică dreaptă

$M_r^x = R_i^c \cdot W_{calcul}^x \cdot m_{Ti}$

şi $R_i^c = 1{,}0 \times 0{,}80 \times 168 / 1{,}1 = 122$daN/cm^2

$W^x_{calcul} = 240$ cm^3

$M_r^x = 122 \times 240 \times 1{,}0 = 29280$ daNcm = 298,2 daNm

Relaţia de verificare este satisfăcută

$240 \leq 298{,}2$.

Verificarea de rigiditate (deformaţie)se face cu relaţia:

$f_{max} \leq f_{adm}$ unde

f_{adm}=L/200, unde L = 3,66 m = 366 cm

f_{adm} = 366/200 = 1,83 cm

$f_{max} = f_1+f_2$,

unde

f_1 – săgeata datorată încărcărilor permanente

f_2 – săgeata datorată încărcărilor din zăpadă

$f_1=f_{inst,\,p}(1+k_{def,p})$,

$f_2=f_{inst,\,z}(1+k_{def,z})$, unde

$k_{def,p} = 0{,}50$ şi $k_{def,z} = 0{,}25$ (tabelul 4.13)

$$f_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}, \text{ unde}$$

E=113000 daN/cm^2 – modulul de elasticitate

q – încărcarea normată

- $g_p^{n,c}$ = 64 daN/m (încărcarea permanentă normată , pe căprior)
- $g_z^{n,c}$ = 48,3daN/m (încărcarea normată din zăpadă, pe căprior), rezultă următoarele valori pentru săgeţile instantanee:

$f_{inst,p}$ = 0,94 cm (permanente)

f_1=0,94(1+0,50) = 1,42cm

$f_{inst,z}$ = 0,71cm (zăpadă)

f_2 = 0,71(1+0,25) = 0,89cm iar

f_{max} = 1,42 + 0,89 = 2,31cm > f_{adm} = 1,83cm, deci trebuie să mărim dimensiunile căpriorului.

Se alege secţiunea de **12x15 cm** (W = 450cm^3, I = 3375cm^4) şi se refac calculele, rezultând

$f_{inst,p}$ = 0,40 cm

f_1 = 0,40(1+0,50) = 0,60cm

$f_{inst,z}$ = 0,30cm

f_2 = 0,30(1+0,25) = 0,38cm

f_{max} = 0,60 + 0,38 = 0,98cm < f_{adm} = 1,83cm.

c). Dimensionarea panei

- deschiderea maxima pe directie orizontala este distanţa dintre ferme, T=4,85m
- distanta echivalentă de pe care sunt preluate încărcările pe orizontală este $d=d_2/2+d_1$=2,30m (figura 4.27).
- **se alege pentru pană sectiunea dreptunghiulară de 19x25cm având** W=1979cm^3, I=24739cm^4

Încărcările se determină conform tabelului 4.21, pentru pana dreaptă având relaţiile:

$$g_{p,y}^{P} = g_p \cdot l + g_{pr,p}$$

$$g_{z,y}^{P} = g_z \cdot d_2$$

$$p_{v,y}^{P} = p_v \cdot l \cdot \cos\alpha$$

$$P_y = P$$

unde încărcările de calcul sunt

$g_{pr,p}$ = 1,1 x 0,25 x 0,19 x 600 = 31,4daN/m - greutatea proprie a panei

g_p^P = 113 x 2,3/cos35° + $g_{pr,p}$ = 317,5 + 31,4 = 349 daN/m

g_z^P = 149 x 2,3 = 343daN/m

P^c =120daN.

Calculul eforturilor în pană:

M_g = 349 x 4,85^2/8 = 1026daNm

M_{pz}= 343 x 4,85^2/8 = 1008,5daNm

M_P = 120 x 4,85/4 = 145,5 daNm

Dimensionarea se face la momentul încovoietor maxim, conform ipotezei I (g_p+g_z)

M_{max} = 1026+1009 = 2035daNm

Momentul încovoietor capabil este dat de relaţia:

$M_r = R_i^c x W x m_{Ti}$, unde

R_i^c=122daN/cm^2

W=1979cm^3

m_{Ti}=1,0 – coeficientul de tratare – lemn tratat pe suprafaţă

M_r = 122 x 1979 x 1,0/100 = 2414daNm > M_{max} = 2035daNm

Sageata admisibilă pentru pane este

f_{adm}=L/200, unde L este deschiderea de calcul

f_{adm} = 485/200 = 2,42cm

$f_{max} = f_1 + f_2$, unde:

f_1 – săgeata datorată încărcărilor permanente

f_2 – săgeata datorată încărcărilor temporare

$f_i = f_{i,inst}(1+k_{def})$, unde

k_{def} – coeficientul care ţine cont de durata de acţiune a încărcărilor "i"

$$f_{inst} = \frac{5}{384} \cdot \frac{ql^4}{EI}$$, unde

E=11300N/mm^2 – modulul de elasticitate pe direcţie paralelă cu fibrele

q – încărcarea normată

unde încărcările normate sunt

$g_{pr,p}$ = 0,25 x 0,19 x 600 = 28,5daN/m - greutatea proprie a panei

g_p^p = 64 x 2,3/cos35° + $g_{pr,p}$ = 180 + 28,5 = 208 daN/m

g_z^p = 48,3 x 2,3 = 111daN/m

P =100daN.

Rezultă valorile săgeţilor instantanee şi finale ,

- din încărcările permanente

f_{1inst} = 0,55cm şi f_1 = 0,55 (1+0,5) = 0,83cm

- din încărcările din zăpadă

f_{2inst} = 0,29cm şi f_2 = 0,29 (1+0,25) = 0,37cm.

Săgeata finală în ipoteza I de încărcare este

f_{max} = 0,83 + 0,37 = 1,20 cm < f_{adm} = 2,52cm .

d). Dimensionarea popilor

Se alege o secţiune a popului de **10x10cm**, cu A_C=100cm^2 iar lungimea lui este considerată până sub pană, l = 185cm

- suprafaţa de pe care preia popul curent încărcarea este

  2,30 x 4,85 = 11,15m^2 pe proiecţie orizontală.

- încărcarea totală aferentă popului este:

  N_{pop}= 113 x 11,15/cos35° + 149 x 11,15 + 31,4 x 4,85 = 3352daN

Capacitatea portantă a popului rezultă din relaţia:

$C_r = R_{CII} \times A_C \times \varphi_c \times m_{Tc}$, unde:

φ_c – coeficient de flambaj , funcţie de $\lambda = l_f/i$ – zvelteţea,

$l_f = l = 185$cm – lungimea de flambaj

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{833,3}{100}} = 2,88$$ - raza de giraţie,

$\lambda = l_f / I = 185 / 2,88 = 64,2 < 75$, deci relaţia de calcul este

$$\varphi = 1 - 0,8 \cdot \left(\frac{\lambda}{100}\right)^2$$

φ_c = 0,668 (limitat la valorile din tabelul 4.15)

R_{CII} = 87,4 daN/cm^2

C_r = 87,4 x 100 x 0,668 x1,0 = 5838daN > N_{pop} = 3352daN.

e). Verificarea tălpilor

Tălpile de sub popii verticali sunt solicitaţi la compresiune perpendiculară pe direcţia fibrelor.

Se aleg tălpi de dimensiuni 15x15x50cm.

Calculul de verificare a acestora se face urmând precizările din subcapitolul 4.6, respectiv se verifică relaţia 4.24:

$$N_i \leq Q_r ,$$

unde

N_i = 3352 daN (forţa axială maximă din pop),

Q_r capacitatea portantă a tălpii solicitate la compresiune perpendiculară pe fibre, relaţia 4.24:

$$Q_r = R^c_{c\perp} \cdot A_c \cdot m_{Tc} \cdot m_r \qquad \text{cu}$$

$R^c_{c\perp}$ = 21,8 daN/cm^2

A_c = 100 cm^2, (aria de contact dintre cele două elemente)

m_{Tc} = 1 coeficientul de tratare a lemnului (tabelul 4.10),

m_r - coeficient ce ţine cont de modul de rezemare:

m_r =1,60 pentru piesele de reazem (figura 4.19c,d), deci avem

Q_r = 21,8 x 100 x 1,6 x 1,0 = 3488 daN > N_i = 3352 daN.

Toate elementele componente ale şarpantei, cu dimensiunile stabilite în urma calculelor sunt trecute în planul şarpantă (figura 4.28) şi în secţiunea transversală

(figura 4.30) şi în cea longitudinală (figura 4.29), cu poziţia specifică (P1...Pn), pentru a putea fi identificate în extrasul de material lemnos.

Extrasul de material lemnos

Extrasul de material lemnos (tabelul 4.22) este un tabel în care se trec toate elementele şarpantei, cu dimensiunile secţiunii transversale, cu lungimile efective şi cu cele de livrare a sortimentelor din care se confecţionează fiecare element şi numărul de bucăţi din fiecare sortiment, în vederea calculului volumului de material lemnos necesar executării şarpantei.

Lungimile de livrare ale sortimentelor folosite la confecţionarea şarpantei se iau din tabelul 4.3.

Tabelul 4.22

EXTRAS DE MATERIAL LEMNOS						
Poziţie	Element	Bucăţi	Secţiune transversală b x h cm x cm	Lungime efectivă m	Lungime de livrare m	Volum necesar mc
P1	riglă	2	9^6 x 9^6	5.40	5.50	0.100
P2	pană	4	12 x 15	5.40	5.50	1.045
P3	cosoroabă	4	12 x 12	5.40	5.50	0.317
P4	căprior	30	12 x 15	5.15	5.50	1.980
P5	riglă	1	9^6 x 9^6	3.55	4.00	0.002
P6	căprior	2	12 x 15	4.15	4.50	0.162
P7	căprior	2	12 x 15	2.70	3.00	0.108
P8	căprior	2	12 x15	1.80	2.00	0.072
P9	căprior	2	12 x 15	0.90	1.00	0.024
P10	pop	6	10 x 10	1.85	2.00	0.120
P11	talpă	6	15 x 15	0.50	0.50	0.068
P12	cleşti	6	2^8 x 15	1.00	1.00	0.025
P13	cleşti	6	2^8 x 15	3.50	3.50	0.088
P14	contrafişă	8	Φ8	0.90	1.00	0.040
P15	şipcă	30	3^8 x 3^8	5.40	5.50	0.238
P16	şipcă	8	3^8 x 3^8	3.55	4.00	0.046
TOTAL (mc)						4.440

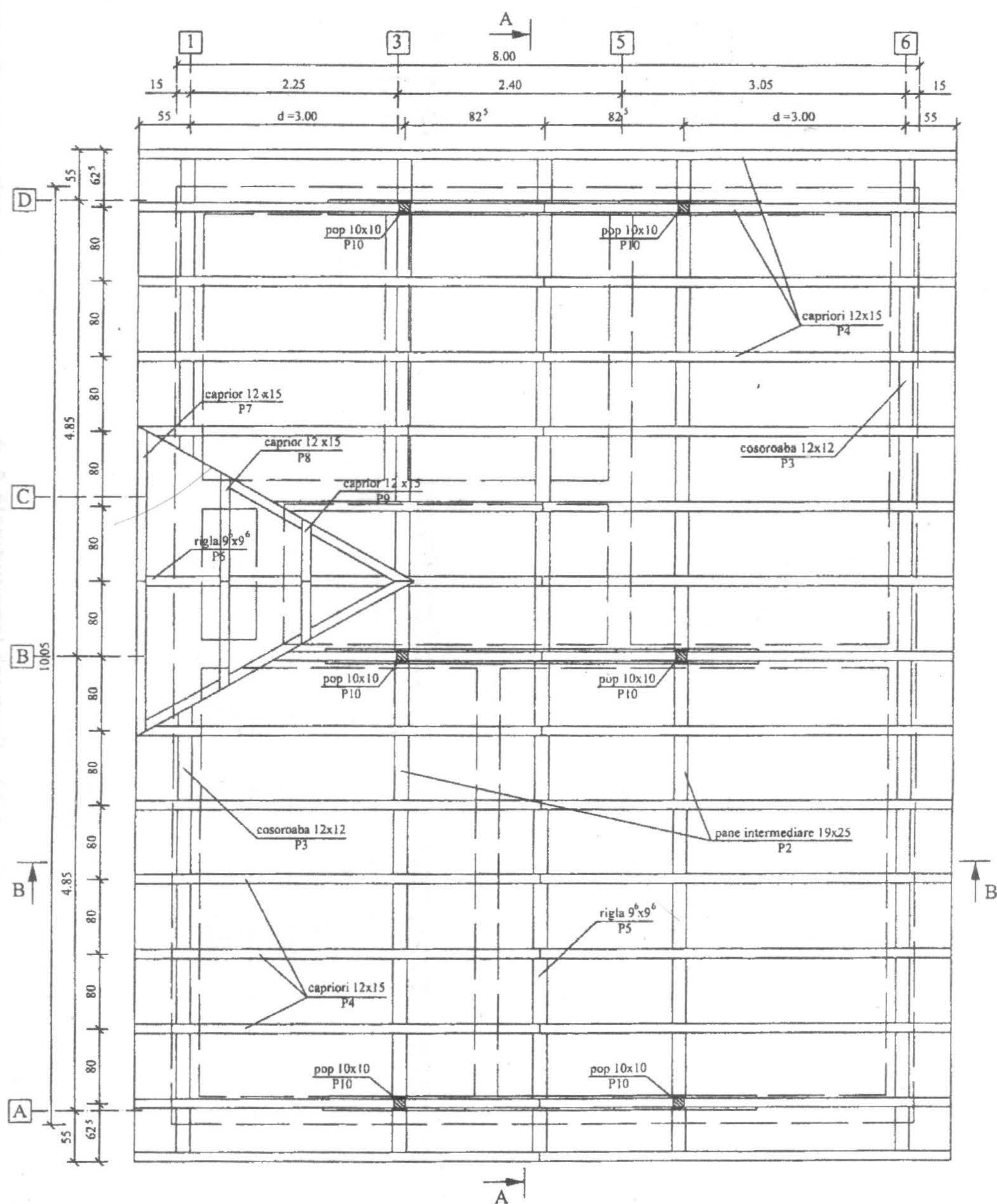


Fig. 4.28 – Plan sarpantă

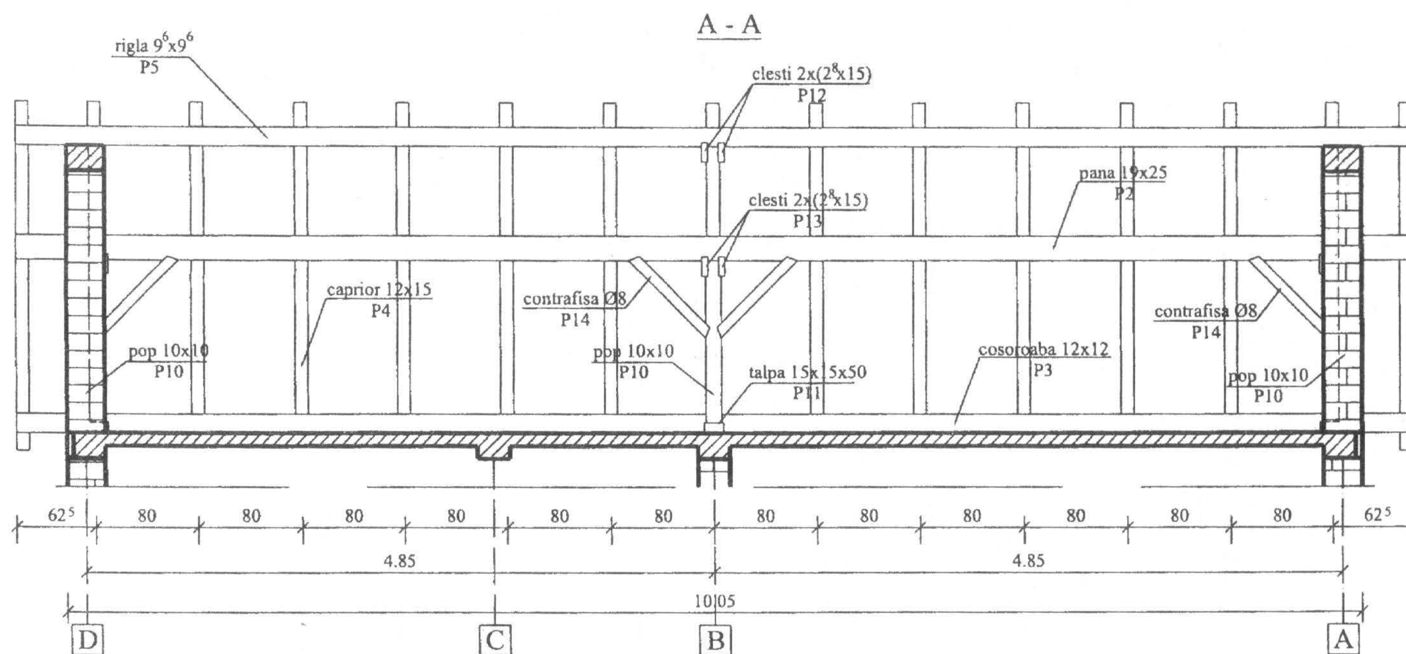


Fig. 4.29 – Secțiune longitudinală A-A

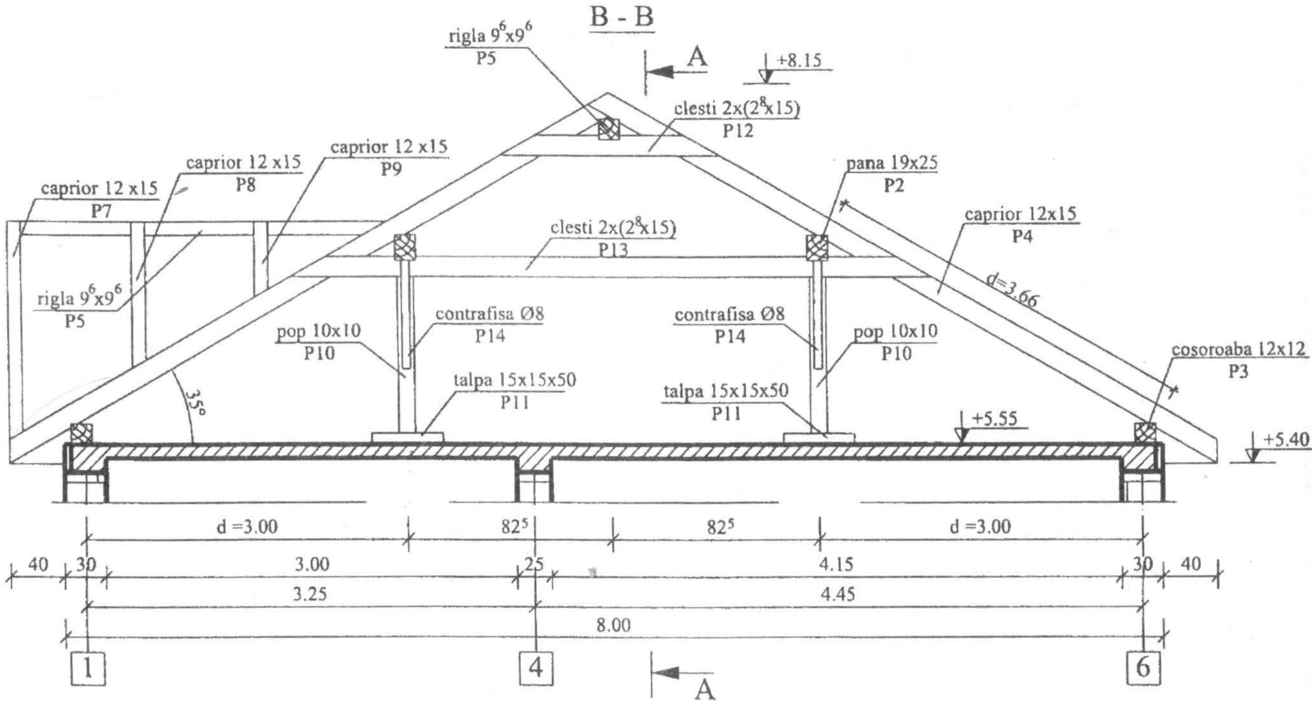


Fig. 4.30 – Secţiune transversala B-B

CAP.5 PLANŞEE CURENTE DIN PLĂCI ŞI GRINZI DIN BETON ARMAT

5.1 INTRODUCERE

Planşeele din beton armat sunt cele mai utilizate în prezent la clădirile civile, ele răspunzând cel mai bine condiţiilor tehnice şi economice impuse planşeelor în construcţiile civile moderne [43]. Dintre acestea cele mai întâlnite sunt planşeele curente din plăci şi grinzi, din beton armat, realizate monolit sau prefabricat.

Prin planşee curente din plăci şi grinzi se înţeleg acele planşee alcătuite din:

- plăci cu deschideri mai mari decât 70 cm şi cu reazeme liniare (grinzi, zidărie, diafragme de beton);

- grinzi pe o direcţie sau grinzi pe două direcţii, în acest ultim caz grinzile de pe o direcţie rezemând pe celelalte (grinzile secundare reazemă pe grinzile principale).

Planşeele pot fi alcătuite şi numai din plăci rezemate pe pereţi din beton armat sau zidărie, având centurile de grosimea plăcii.

Plăcile planşeelor curente au formă dreptunghiulară sau asimilabilă acesteia şi pot fi armate în câmp pe una sau două direcţii.

Plăcile armate pe o direcţie sunt:

a) plăci încastrate pe o latură şi libere pe celelalte laturi, la care armătura de rezistenţă este dispusă perpendicular pe latura încastrată (plăci în consolă –figura 5.1a);

b) plăci rezemate pe două laturi paralele şi libere pe celelalte două laturi, la care armătura de rezistenţă este dispusă perpendicular pe laturile rezemate (figura 5.1b);

c) plăci cu raportul între laturi este mai mic decât 0,5 sau mai mare decât 2, la care armătura este dispusă perpendicular pe laturile lungi. Ele pot fi:

- încastrate pe una dintre laturile lungi, rezemate pe una dintre laturile scurte şi libere pe celelalte două laturi (figura 5.1c);
- încastrate pe una dintre laturile lungi, libere pe cealaltă latură lungă şi rezemate pe cele două laturi scurte (figura 5.1d);
- libere pe una dintre laturile scurte şi rezemate pe celelalte laturi (figura 5.1e);
- rezemate pe tot conturul (figura 5.1f).

Plăcile armate pe două direcţii au raportul între laturi cuprins între valorile 0,5 (inclusiv) şi 2 (inclusiv) şi sunt rezemate pe:

- două laturi adiacente (cel puţin una încastrată) şi libere pe celelalte laturi (figura 5.1g);
- trei laturi şi libere pe a patra latură (figura 5.1h)
- tot conturul (figura 5.1i).

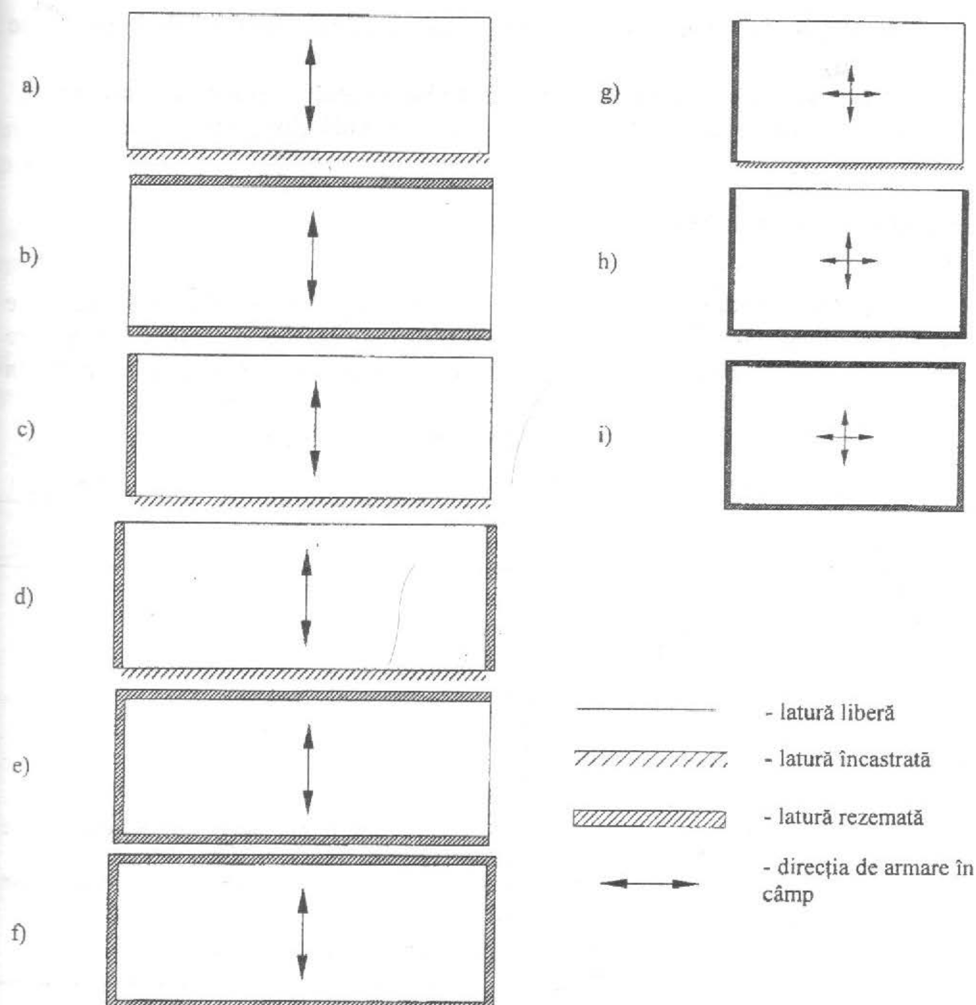


Figura 5.1 – Tipuri de plăci armate pe una sau două direcții

5.2 PREVEDERI GENERALE

Calculul planşeelor se face luând în considerare componentele normale pe planul acestora ale încărcărilor verticale şi ținând seama de acțiunea încărcărilor din planul lor (seism, vânt, temperatură).

Eforturile secționale produse de încărcări se determină printr-un calcul:

- în domeniul elastic sau în domeniul post-elastic cu metoda echilibrului limită, la starea limită de rezistență;
- în domeniul elastic, la stările limită ale exploatării normale.

Calculul în domeniul elastic al eforturilor secţionale produse de încărcări se face:

- la grinzi şi plăci armate pe o direcţie, pe baza regulilor staticii construcţiilor;
- la plăci armate pe două direcţii, pe baza teoriei plăcilor plane.

Predimensionarea plăcilor

Grosimea plăcilor, în funcţie de tipul de planşeu din care fac parte, se alege cel puţin cea prevăzută în tabelul 5.1. Dacă grosimea necesară a stratului de acoperire cu beton a armăturii, este mai mare de 10 mm, diferenţa se adaugă şi la grosimea minimă admisă a plăcii.

De regulă, grosimea plăcilor trebuie să fie multiplu de 10 mm.

Tabelul 5.1

Tipul planşeului	$h_{p\,min}$	
Planşee cu grinzi şi: - plăci armate pe o direcţie:		
• simplu rezemate	$\frac{l_{min}}{30}$	- 60 mm, pentru plăcile monolite; - 30 mm, pentru plăcile prefabricate;
• încastrate elastic	$\frac{l_{min}}{35}$	
- plăci armate pe două direcţii: • simplu rezemate	$\frac{l_{min}}{40}$	Se recomandă: - 70 mm, pentru plăcile planşeelor intermediare ale clădirilor civile; - 80 mm, pentru plăcile planşeelor intermediare ale clădirilor industriale; - 100 mm, pentru planşeele carosabile
• încastrate elastic	$\frac{l_{min}}{45}$	

Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor

Stratul de acoperire cu beton trebuie să asigure aderenţa corespunzătoare a armăturilor şi protecţia acestora împotriva agenţilor fizici şi chimici din mediul în care funcţionează elementul; acoperirea cu beton se măsoară de la marginea elementului din beton, până la cea mai apropiată armătură considerată. Grosimea necesară a stratului de acoperire cu beton depinde de condiţiile de mediu, de dimensiunile elementelor, clasa betonului, condiţiile de control din timpul execuţiei, poziţia elementului structural într-o construcţie etc.

În funcţie de agresivitatea mediului, se consideră:

- medii obişnuite, *fără* agresivitate chimică, în care construcţiile pot fi expuse la intemperii şi la umidităţi ridicate;

- medii cu agresivitate chimică:
- mediul salin, umed, din zona litoralului Mării Negre;
- medii conţinând gaze cu acţiune agresivă asupra betonului (bioxid de sulf, hidrogen sulfurat, acid clorhidric, amoniac etc.) sau pulberi agresive (săruri pulverulente solubile şi higroscopice - Na_2SO_4, $CaCl_2$, NaCl, $CaSO_4$ etc.).

Valorile grosimilor de acoperire cu beton a armăturilor pentru construcţiile situate în medii obişnuite sunt date în STAS 10107/0-90 [49], iar pentru alte tipuri de medii, în reglementări specifice .

În continuare, se tratează cazul construcţiilor situate în medii obişnuite.

Construcţiile sunt compuse din elemente structurale care pot fi expuse în mod diferit la acţiunea intemperiilor şi a umidităţii, atât prin poziţia lor în ansamblul structurii, cât şi prin gradul de protecţie, asigurat de finisaje.

Se disting patru categorii de expunere, conform tabelului 5.2.

Tabelul 5.2

Categoria	Condiţiile de mediu	Exemple
I	Spaţii închise, cu umiditatea relativă ≤ 75%	- interiorul clădirilor civile (inclusiv bucătării şi grupuri sanitare) - halele industriale cu umiditate redusă
	În aer liber	- exteriorul clădirilor protejate prin tencuire sau alte finisaje
II	Spaţii închise, cu umiditatea relativă >75%	- grupurile sanitare şi bucătăriile, în spaţiile de utilizare publică - halele industriale cu umiditate ridicată - acoperişul recipientelor de lichide - subsolurile neîncălzite
	În aer liber	- exteriorul clădirilor neprotejate, neexpuse la îngheţ-dezgheţ în stare umezită
III	Spaţii închise, cu condens tehnologic	- halele industriale cu degajări de aburi
	În aer liber	- construcţiile expuse la îngheţ-dezgheţ în stare umezită: cheiuri, stâlpi pentru estacade, canale deschise, diguri
	În contact cu apă sau alte lichide, neagresive chimic	- pereţii şi fundul recipientelor de lichide: rezervoare, bazine, castele de apă
	În contact cu pământul	- elementele prefabricate - elementele monolite turnate în cofraje sau pe beton de egalizare: grinzi, stâlpi, pereţi
IV	În contact cu pământul şi eventual cu apă subterană fără agresivitate chimică	- elementele monolite turnate direct în săpătură: fundaţii, ziduri de sprijin

În tabelul 5.3 se dau grosimile minime necesare de acoperire cu beton a_b a armăturilor longitudinale de rezistenţă, în funcţie de categoriile de expunere din tabelul 5.2 şi de tipul de elemente; pe lângă aceste valori, a_b trebuie să respecte şi prevederea:

$$a_b \geq 1{,}2d, \textit{ dar nu mai mult de } 50 \text{ mm} \qquad (5.1)$$

în care:

a_b - reprezintă acoperirea cu beton a armăturii;

d - reprezintă diametrul armăturii longitudinale considerate.

Grosimea stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale trebuie să fie de regulă *multiplu de 5 mm* şi se obţine prin rotunjirea în plus (sau cu cel mult 2 mm în minus) a valorilor determinate pe baza tabelului 5.3 şi a relaţiei (5.1). Această rotunjire poate fi practic necesară, doar dacă este determinantă condiţia (5.1).

Tabelul 5.3

Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor longitudinale, pentru elemente din beton de clasă ≥ C16/20, în medii fără agresivitate

Tipul de element	Categoria elementului, conform tabelului 13.2					
	I		II		III	IV
	monolit; preturnat pe şantier	prefabri-cat uzinat	monolit; preturnat pe şantier	prefabri-cat uzinat	indiferent de modul de execuţie	
	$a_{b\,min}$ [mm]					
Plăci plane şi curbe; nervuri dese cu b < 150 mm	10	10	15	15	20	-
Pereţi structurali	15(30)	10	20(30)	15	30	45
Grinzi; stâlpi; bulbii diafragmelor	25	20	30	25	35	-
Fundaţii; fundul recipientelor de apă	-	-	-	-	35	45

Observaţii:
1. valorile din paranteze se referă la armăturile de rezistenţă ale pereţilor turnaţi în cofraj glisant.
2. la panourile mari prefabricate de faţadă se aplică reglementările specifice acestor structuri.
3. la plăci şi pereţi, grosimile minime ale stratului de acoperire cu beton date în tabelul 5.2 şi conform condiţiei (5.1), se referă la armăturile de pe primul rând.

În unele situaţii, pentru a_b se adoptă alte valori minime faţă de cele date în tabelul 5.3 şi anume:

– în cazul elementelor realizate din betoane obişnuite de clasă C8/10 şi C12/15 din categoriile II, III şi IV, respectiv al elementelor realizate din betoane cu agregate uşoare din categoria II, *valori majorate cu 5 mm*;

– în cazul elementelor aflate în contact direct cu lichide, dar care au faţa de contact protejată prin tencuire sau placare cu faianţă, se iau *valorile pentru elementele de categoria* II (în caz contrar, încadrarea este evident categoria III);

– în cazul părţilor subterane ale clădirilor, care au partea supraterană încadrată în categoriile I şi II, se pot adopta *aceleaşi valori ca pentru partea supraterană* (în loc de valorile pentru categoria III); diferenţa de grosime a stratului de acoperire, necesară în partea subterană, se realizează prin tencuire cu mortar de ciment de marca ≥ M100.

Grosimea minimă a stratului de acoperire cu beton a armăturilor transversale este dată în tabelul 5.4.

Tabelul 5.4

Grosimea minimă de acoperire cu beton a armăturilor transversale [mm]					
Tipul de armătură	Categoria elementului conform tabelului 5.2				
	I		II	III	IV
	monolit sau preturnat pe șantier	prefabricat uzinat			
etrierii și barele transversale ale carcaselor sudate	15	10	15	20	25

Evaluarea încărcărilor

Evaluarea încărcărilor de calcul pe m^2 de suprafață se face pe baza încărcărilor normate și a coeficienților încărcărilor stabilite conform precizărilor din capitolul 3. În general încărcările ce intervin la calculul planșeelor sunt încărcarea permanentă din greutatea proprie (placă de beton armat, finisaje etc) considerată uniform distribuită și încărcarea utilă (oameni, mobilier, pereți despărțitori, etc.) uniform distribuită sau concentrată, după caz.

Stabilirea ipotezelor și combinațiilor de încărcări se face în conformitate cu prevederile menționate în capitolul 3.

5.3 CALCULUL STATIC

Determinarea valorilor solicitărilor se face cu ajutorul calculului static. Calculul static în domeniul elastic ne furnizează solicitările de tip momente încovoietoare și forțe tăietoare în secțiunile caracteristice ale plăcilor.

Calculul static în domeniul postelastic ne permite să cunoaștem modul de cedare al plăcilor și valoarea încărcării de rupere (ultime). De asemenea, cu ajutorul calculului în domeniul plastic se pot obține în anumite situații valorile solicitărilor în secțiunile caracteristice (la reazeme și în deschideri).

Calculul static în domeniul post-elastic cu metoda echilibrului limită este un calcul mai laborios necesitând de cele mai multe ori mijloace și tehnică de calcul specială. În acest caz, calculul capacității portante a planșeelor în ansamblu și a elementelor componente ale acestora se efectuează în ipoteza cedării lor, prin formarea de mecanisme cinematice, sub acțiunea încărcărilor de calcul.

În cazul în care se dispune de modele de calcul omologate ale elementelor planșeelor, care reflectă mai riguros comportarea lor ca elemente din beton armat, eforturile secționale și deformațiile se stabilesc în baza acestor modele.

Ținând cont de faptul că pentru construcțiile de importanță normală (clădiri de locuit) un calcul în domeniul plastic este complicat și necesită timp mai îndelungat în general se preferă efectuarea unui calcul în domeniul elastic.

La plăcile și grinzile continue ale planșeelor, încărcările temporare pot alcătui împreună cu încărcările permanente una sau mai multe scheme de încărcare.

Solicitările care apar în secţiunile plăcilor şi grinzilor continue calculate în domeniul elastic, la care încărcările pot alcătui mai multe scheme de încărcare, se determină pentru schema de încărcare cea mai defavorabilă corespunzătoare fiecărei secţiuni.

Pentru determinarea momentului maxim pozitiv într-un câmp, încărcarea permanentă se consideră aplicată în toate deschiderile, iar încărcarea temporară în deschiderea respectivă, precum şi în deschideri alternante (figura 5.2a).

Pentru determinarea momentului maxim negativ pe un reazem, încărcarea permanentă se consideră aplicată în toate deschiderile, iar încărcarea temporară în deschiderile adiacente reazemului respectiv, precum şi în deschideri alternante (figura 5.2b). Dimensionarea grinzilor continue la care încărcările pot alcătui mai multe scheme de încărcare se face pe baza înfăşurătoarelor momentelor pozitive şi negative de calcul.

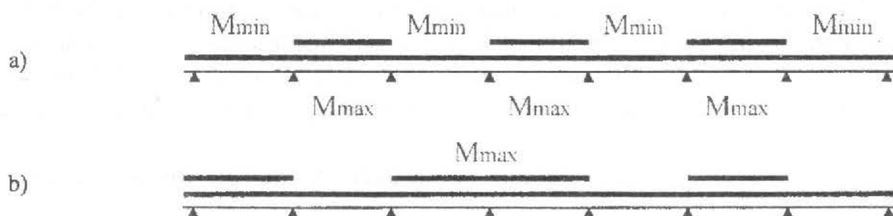


Figura 5.2 – Scheme de încărcare utilizate la calculul plăcilor în domeniul elastic

Calculul static în domeniul elastic al placilor armate pe o direcţie

Determinarea solicitărilor produse în secţiunile plăcilor, izolate sau continue, armate pe o direcţie, de încărcările permanente şi temporare de calcul aplicate uniform distribuit, se face, de regulă, întocmai ca la grinzile izolate sau continue, cu secţiunea constantă, calculate în domeniul elastic, pentru o fâşie de placă de lăţime egală cu unitatea.

Solicitările din secţiunile plăcilor continue, armate pe o direcţie, realizate monolit, ale căror deschideri diferă între ele cu cel mult 20%, pot fi determinate pe baza coeficienţilor de influenţă ai grinzilor continue cu deschideri egale, după cum urmează:

- momentul încovoietor de pe un reazem intermediar al plăcilor se determină pentru o deschidere de calcul egală cu media deschiderilor adiacente reazemului respectiv;
- momentul încovoietor într-un câmp şi forţele tăietoare se determină pentru mărimea efectivă a deschiderii respective.

Momentele încovoietoare în secţiunile plăcilor continue realizate monolit şi legate rigid de grinzile pe care reazemă, cu deschideri ce diferă între ele cu cel mult

20% şi ale căror încărcări uniform distribuite pot alcătui mai multe scheme de încărcare, **pot fi determinate** pe baza următoarelor încărcări convenţionale:

- încărcarea permanentă convenţională, g_c :

$$g_c = g + \frac{p}{2} \tag{5.2}$$

- încărcarea temporară convenţională, p_c :

$$p_c = \frac{p}{2} \tag{5.3}$$

în care:

g – încărcarea permanentă de calcul pe unitate de suprafaţă;

p – încărcarea temporară de calcul pe unitatea de suprafaţă.

Momentul de calcul într-un câmp al unei plăci continue armate pe o direcţie nu va fi mai mic decât cel rezultat prin considerarea deschiderii respective ca fiind încastrată perfect la ambele extremităţi.

Calculul static în domeniul elastic al placilor armate pe o două direcţii

Solicitările produse de încărcări în secţiunile plăcilor armate pe două direcţii, izolate sau continue pe o singură direcţie sau ambele direcţii, pot fi determinate prin metoda reţelelor elastice sau prin alte metode mai exacte.

La plăcile continue rezemate pe tot conturul, solicitate de încărcări permanente şi temporare aplicate uniform distribuit, la care pe fiecare direcţie deschiderile sunt egale sau diferă între ele cu cel mult 30%, se admite ca momentele maxime şi momentele minime din câmpuri să se determine pe baza a două scheme convenţionale de rezemare.

În prima schemă convenţională de rezemare a plăcilor, panourile se consideră încastrate perfect pe reazemele intermediare şi simplu rezemate pe conturul planşeului. La plăcile monolite pe suprafeţele tuturor panourilor acestei scheme se aplică o încărcare convenţională dirijată de sus în jos (figura 5.3a), a cărei mărime, pe unitatea de suprafaţă, se determină astfel:

$$q' = g + \frac{p}{2} \tag{5.4}$$

g – încărcarea permanentă de calcul pe unitate de suprafaţă;

p – încărcarea temporară de calcul pe unitatea de suprafaţă.

În a doua schemă convenţională de rezemare a plăcilor, panourile acestora se consideră simplu rezemate pe tot conturul lor.

Pe suprafaţa tuturor panourilor acestei scheme se aplică o încărcare convenţională dirijată alternant de sus în jos şi respectiv de jos în sus în toate modurile

practic posibile (figura 5.3b) a cărei mărime, pe unitatea de suprafaţă, este dată de relaţia:

$$q'' = \frac{p}{2} \tag{5.5}$$

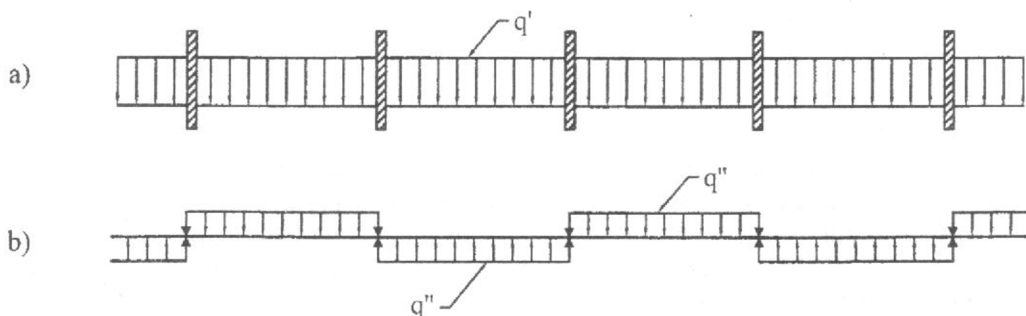


Figura 5.3 - Scheme convenţionale pentru determinarea momentului în câmpuri

La plăcile monolite, **momentele maxime şi respectiv momentele minime în câmpuri** se obţin prin adunarea momentelor încovoietoare produse de încărcarea q' conform relaţiei (5.4) pe prima schemă convenţională de rezemare cu momentele încovoietoare produse de încărcarea q'' pe a doua schemă convenţională de rezemare a plăcilor.

Momentul maxim (în valoare absolută) pe fiecare reazem intermediar al plăcilor continue se determină prin considerarea a două scheme convenţionale de rezemare pentru cele două panouri adiacente reazemului respectiv.

În prima schemă convenţională de rezemare, panourile se consideră simplu rezemate pe laturile situate pe conturul planşeului şi încastrate perfect pe toate celelalte laturi (figura 5.4a) pe suprafaţa ambelor panouri aplicându-se de sus în jos încărcarea convenţională q'' pe unitatea de suprafaţă.

În a doua schemă convenţională de rezemare, panourile se consideră încastrate perfect pe reazemul comun şi simplu rezemate pe toate celelalte laturi (figura 5.4b), pe suprafaţa ambelor panouri aplicându-se de sus în jos încărcarea convenţională q'' pe unitatea de suprafaţă.

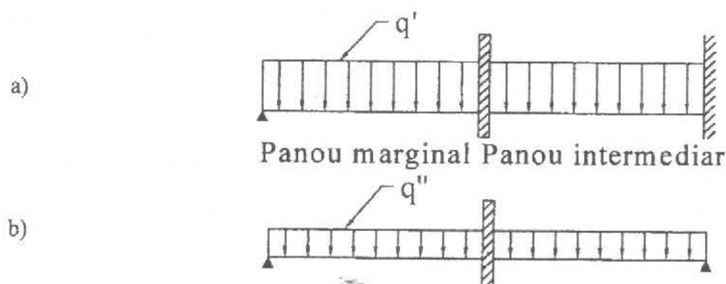


Figura 5.4 – Scheme convenţionale pentru determinarea momentului pe reazemele intermediare

Momentul maxim (în valoare absolută) pe reazemul considerat se ia egal cu media aritmetică a momentelor încovoietoare obţinute la stânga şi dreapta reazemului, prin însumarea momentelor obţinute pe fiecare dintre cele două scheme convenţionale.

Coeficienţii pentru calculul valorilor maxime ale momentelor în câmp şi pe reazem pentru plăcile cu un singur câmp armate pe două direcţii sunt conform tabelelor 5.5 ÷ 5.10 pentru plăci rezemate pe tot conturul.

În cazul plăcilor continue pe o direcţie sau pe ambele direcţii la care deschiderile de calcul nu diferă cu mai mult de 10%, momentele în câmpuri şi pe reazeme se determină conform tabelului 5.11.

Dacă deschiderile diferă cu mai mult de 10%, determinarea momentelor se face după regulile staticii construcţiilor.

Indiferent de metoda de calcul în domeniul elastic folosită pentru determinarea solicitărilor, acestea se pot reduce după ambele direcţii conform figurii 5.5.

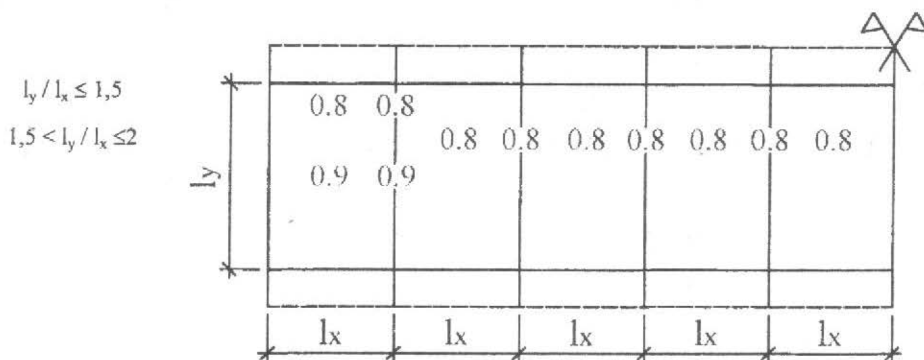


Figura 5.5 - Coeficienţi pentru corecţia momentelor încovoietoare

Tabelul 5.5

TIP DE PLACĂ 1

λ	α_{1x}	α_{1y}	β_{1x}	β_{1y}
0.50	0.0059	0.0946	0.0588	0.9412
0.55	0.008	0.0881	0.0838	0.9162
0.60	0.0105	0.0813	0.1147	0.8853
0.65	0.0133	0.0744	0.1515	0.8485
0.70	0.0162	0.0676	0.1936	0.8064
0.75	0.0193	0.0612	0.2404	0.7596
0.80	0.0227	0.0555	0.2906	0.7094
0.85	0.0261	0.0491	0.3430	0.6570
0.90	0.0292	0.0447	0.3962	0.6038
0.95	0.0329	0.0403	0.4489	0.5511
1.00	0.0365	0.0365	0.5000	0.5000
1.10	0.0439	0.0300	0.5942	0.4058
1.20	0.0514	0.0248	0.6747	0.3253
1.30	0.0588	0.0206	0.7407	0.2593
1.40	0.0657	0.0171	0.7935	0.2065
1.50	0.0721	0.0142	0.8351	0.1649
1.60	0.0776	0.0118	0.8676	0.1324
1.70	0.0829	0.0099	0.8931	0.1069
1.80	0.0873	0.0082	0.913	0.087
1.90	0.0912	0.007	0.9287	0.0713
2.00	0.0946	0.0059	0.9412	0.0588

$\lambda = l_y / l_x$

$$M_x = \alpha_{1x} \cdot q \cdot l_x^2;$$
$$M_y = \alpha_{1y} \cdot q \cdot l_y^2;$$
$$q_x = \beta_{1x} \cdot q$$
$$q_y = \beta_{1y} \cdot q$$

Tabelul 5.6

TIP DE PLACĂ 2					
λ	α_{2x}	α_{2y}	β_{2x}	β_{2y}	
0.50	0.0071	0.0887	0.1351	0.8649	
0.55	0.0093	0.0808	0.1862	0.8138	
0.60	0.0117	0.0730	0.2447	0.7553	
0.65	0.0142	0.0654	0.3086	0.6914	
0.70	0.0169	0.0582	0.3751	0.6249	
0.75	0.0197	0.0515	0.4417	0.5583	
0.80	0.0224	0.0455	0.5059	0.4941	
0.85	0.0252	0.0401	0.5661	0.4339	$\lambda = l_y / l_x$
0.90	0.0280	0.0352	0.6212	0.3788	$M_x = \alpha_{2x} \cdot q \cdot l_x^2$; $q_x = \beta_{2x} \cdot q$
0.95	0.0307	0.0310	0.6706	0.3294	$M_y = \alpha_{2y} \cdot q \cdot l_y^2$; $q_y = \beta_{2y} \cdot q$
1.00	0.0334	0.0272	0.7143	0.2857	$M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8}$; $M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$
1.10	0.0384	0.0210	0.7854	0.2146	
1.20	0.0429	0.0163	0.8383	0.1617	Când latura încastrată este paralelă cu l_x sunt valabile titlurile inferioara pentru λ'
1.30	0.0467	0.0127	0.8772	0.1228	
1.40	0.0499	0.0100	0.9057	0.0943	
1.50	0.0526	0.0079	0.9268	0.0732	
1.60	0.0546	0.0063	0.9425	0.0575	
1.70	0.0567	0.0051	0.9543	0.0457	
1.80	0.0587	0.0042	0.9633	0.0367	
1.90	0.0600	0.0034	0.9702	0.0298	
2.00	0.0606	0.0028	0.9756	0.0244	
λ'	α_{2y}	α_{2x}	β_{2y}	β_{2x}	$\lambda' = l_x / l_y$

Tabelul 5.7

TIP DE PLACĂ 3

λ	α_{3x}	α_{3y}	β_{3x}	β_{3y}
0.50	0.0073	0.0801	0.2381	0.7619
0.55	0.0093	0.0709	0.3139	0.6861
0.60	0.0114	0.062	0.3932	0.6068
0.65	0.0136	0.0538	0.4716	0.5284
0.70	0.0157	0.0463	0.5456	0.4544
0.75	0.0178	0.0396	0.6127	0.3873
0.80	0.0198	0.0338	0.6709	0.3291
0.85	0.0218	0.0289	0.7230	0.277
0.90	0.0235	0.0246	0.7664	0.2336
0.95	0.0252	0.0210	0.8029	0.1971
1.00	0.0267	0.0179	0.8333	0.1667
1.10	0.0293	0.0133	0.8798	0.1202
1.20	0.0313	0.0098	0.9120	0.088
1.30	0.0330	0.0074	0.9346	0.0654
1.40	0.0343	0.0057	0.9505	0.0495
1.50	0.0353	0.0044	0.962	0.0380
1.60	0.0362	0.0035	0.9704	0.0296
1.70	0.0369	0.0028	0.9766	0.0234
1.80	0.0374	0.0022	0.9813	0.0187
1.90	0.0379	0.0018	0.9849	0.0151
2.00	0.0383	0.0015	0.9877	0.0123
λ'	α_{3y}	α_{3x}	β_{3y}	β_{3x}

$\lambda = l_y / l_x$

$$M_x = \alpha_{3x} \cdot q \cdot l_x^2;\ q_x = \beta_{3x} \cdot q$$

$$M_y = \alpha_{3y} \cdot q \cdot l_y^2;\ q_y = \beta_{3y} \cdot q$$

$$M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8};\ M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$$

Când laturile încastrate sunt paralele cu l_x sunt valabile titlurile inferioare pentru λ'

$\lambda' = l_x / l_y$

Tabelul 5.8

TIP DE PLACĂ 4

λ	α_{4x}	α_{4y}	β_{4x}	β_{4y}
0.50	0.0037	0.0589	0.0588	0.9412
0.55	0.0051	0.0561	0.0838	0.9162
0.60	0.0069	0.0529	0.1147	0.8853
0.65	0.0089	0.0496	0.1515	0.8485
0.70	0.0111	0.0462	0.1936	0.8064
0.75	0.0135	0.0427	0.2404	0.7596
0.80	0.0161	0.0393	0.2906	0.7094
0.85	0.0187	0.0359	0.343	0.657
0.90	0.0215	0.0327	0.3962	0.6038
0.95	0.0242	0.0297	0.4489	0.5511
1.00	0.0269	0.0269	0.5	0.5
1.10	0.0322	0.022	0.5942	0.4058
1.20	0.037	0.0179	0.6747	0.3253
1.30	0.0414	0.0145	0.7407	0.2593
1.40	0.0452	0.0118	0.7935	0.2065
1.50	0.0485	0.0096	0.8351	0.1649
1.60	0.0513	0.0078	0.8676	0.1324
1.70	0.0537	0.0064	0.8931	0.1069
1.80	0.0557	0.0053	0.913	0.087
1.90	0.0574	0.0044	0.9287	0.0713
2.00	0.0589	0.0037	0.9412	0.0588

$\lambda = l_y / l_x$

$$M_x = \alpha_{4x} \cdot q \cdot l_x^2;\; q_x = \beta_{4x} \cdot q$$
$$M_y = \alpha_{4y} \cdot q \cdot l_y^2;\; q_y = \beta_{4y} \cdot q$$
$$M_x' = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8};\; M_y' = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$$

Tabelul 5.9

TIP DE PLACĂ 5

λ	α_{5x}	α_{5y}	β_{5x}	β_{5y}
0.50	0.0041	0.056	0.1111	0.8889
0.55	0.0053	0.0523	0.1547	0.8453
0.60	0.0072	0.0484	0.2058	0.7942
0.65	0.0091	0.0442	0.2631	0.7369
0.70	0.011	0.0401	0.3244	0.6756
0.75	0.0131	0.0361	0.3876	0.6124
0.80	0.0151	0.0323	0.4503	0.5497
0.85	0.0171	0.0287	0.5108	0.4892
0.90	0.019	0.0254	0.5675	0.4325
0.95	0.0209	0.0224	0.6196	0.3804
1.00	0.0226	0.0198	0.6667	0.3333
1.10	0.0257	0.0153	0.7454	0.2546
1.20	0.0284	0.0119	0.8057	0.1943
1.30	0.0305	0.0092	0.851	0.149
1.40	0.0322	0.0072	0.8848	0.1152
1.50	0.0337	0.0057	0.9101	0.0899
1.60	0.0348	0.0046	0.9291	0.0709
1.70	0.0358	0.0037	0.9435	0.0565
1.80	0.0365	0.003	0.9545	0.0455
1.90	0.0371	0.0024	0.9631	0.0369
2.00	0.0377	0.002	0.9697	0.0303
λ'	α_{5y}	α_{5x}	β_{5y}	β_{5x}

$\lambda = l_y / l_x$

$$M_x = \alpha_{5x} \cdot q \cdot l_x^2;\ q_x = \beta_{5x} \cdot q$$
$$M_y = \alpha_{5y} \cdot q \cdot l_y^2;\ q_y = \beta_{5y} \cdot q$$
$$M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8};\ M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$$

Când latura simplu rezemată este paralelă cu l_y sunt valabile titlurile inferioare pentru λ'

$\lambda' = l_x / l_y$

Tabelul 5.10

TIP DE PLACĂ 6				
λ	α_x	α_y	β_x	β_y
0.50	0.0023	0.0367	0.0588	0.9412
0.55	0.0032	0.0352	0.0838	0.9162
0.60	0.0044	0.0336	0.1147	0.8853
0.65	0.0057	0.0322	0.1515	0.8485
0.70	0.0072	0.0299	0.1936	0.8064
0.75	0.0088	0.0279	0.2401	0.7599
0.80	0.0106	0.0258	0.2906	0.7094
0.85	0.0124	0.0238	0.343	0.657
0.90	0.0143	0.0217	0.3962	0.6038
0.95	0.0161	0.0198	0.4489	0.5511
1.00	0.0179	0.0179	0.5000	0.5000
1.10	0.0214	0.0146	0.5942	0.4058
1.20	0.0244	0.0118	0.6747	0.3253
1.30	0.0271	0.0095	0.7407	0.2593
1.40	0.0293	0.0076	0.7935	0.2065
1.50	0.0312	0.0062	0.8351	0.1649
1.60	0.0327	0.005	0.8676	0.1324
1.70	0.034	0.0041	0.8931	0.1069
1.80	0.0351	0.0033	0.913	0.087
1.90	0.036	0.0028	0.9287	0.0713
2.00	0.0367	0.0023	0.9412	0.0588

$\lambda = l_y / l_x$

$$M_x = \alpha_{6x} \cdot q \cdot l_x^2;$$
$$M_y = \alpha_{6y} \cdot q \cdot l_y^2;$$

$$q_x = \beta_{6x} \cdot q$$
$$q_y = \beta_{6y} \cdot q$$

$$M'_x = -\frac{q_x \cdot l_x^2}{8};$$
$$M'_y = -\frac{q_y \cdot l_y^2}{8}$$

Tabelul 5.11

Tipul plăcii continue	Relații de calcul
- un rând de plăci (n = 1)	$q' = g + \frac{p}{2}$; $q'' = \pm\frac{p}{2}$; $q = g + p$
	$M_{2x\,min}^{\ max} = (\alpha_{2x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$
	$M_{2y\,min}^{\ max} = (\alpha_{2y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$
	$M_{3x\,min}^{\ max} = (\alpha_{3x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$
- două rânduri de plăci (n = 2)	$M_{3y\,min}^{\ max} = (\alpha_{3y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$
	$M_{4x\,min}^{\ max} = (\alpha_{4x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$
	$M_{4y\,min}^{\ max} = (\alpha_{4y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$
	$M_{5x\,min}^{\ max} = (\alpha_{5x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$
	$M_{5y\,min}^{\ max} = (\alpha_{5y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$
	$M_{6x\,min}^{\ max} = (\alpha_{6x} q' \pm \alpha_{1x} q'') l_x^2$
- trei rânduri de plăci (n = 3)	$M_{6y\,min}^{\ max} = (\alpha_{6y} q' \pm \alpha_{1y} q'') l_y^2$

	n = 1	n = 2	n = 3
M_a	$-\beta_{3x}\frac{ql_x^2}{10}$	$-\beta_{5x}\frac{ql_x^2}{10}$	$-\beta_{5x}\frac{ql_x^2}{10}$
M_b	$-\beta_{3x}\frac{ql_x^2}{12}$	$-\beta_{5x}\frac{ql_x^2}{12}$	$-\beta_{5x}\frac{ql_x^2}{12}$
M_c		$-\beta_{4y}\frac{ql_y^2}{8}$	$-\beta_{6x}\frac{ql_x^2}{10}$
M_d		$-\beta_{5y}\frac{ql_y^2}{8}$	$-\beta_{6x}\frac{ql_x^2}{12}$
M_e			$-\beta_{5y}\frac{ql_y^2}{10}$
M_f			$-\beta_{6y}\frac{ql_y^2}{10}$

* Formulele se pot folosi şi când deschiderile diferă între ele cu cel mult 10 %. În acest caz l_x şi l_y se iau egale cu semisuma deschiderilor adiacente fiecărui reazem pentru determinarea momentelor negative maxime de pe reazeme.

Pentru calculul în domeniul elastic a plăcilor continue pe una sau ambele direcții, cu deschideri inegale, solicitările produse de încărcări, pot fi determinate prin metoda rețelelor elastice.

Metoda rețelelor elastice, ca și aplicație a teoriei elasticității, presupune calculul eforturilor pe două direcții de calcul considerate. Solicitările se determină prin metode aproximative împărțind placa în fâșii de lățime unitară pe ambele direcții neglijându-se continuitatea lor și momentele de torsiune.

Direcția principală (x) se va stabili astfel încât majoritatea panourilor de placă să aibă pe această direcție latura scurtă.

Punând condițiile ca săgețile la mijlocul plăcii pe cele două direcții să fie egale $f_x = f_y$ și ca încărcarea totală uniform distribuită q să fie egală cu suma componentelor sale q_x și q_y, adică $q = q_x + q_y$ se obțin încărcările pe cele două direcții considerate în calcul exprimate astfel:

$$q_x = \beta_x q \qquad (5.6)$$

$$q_y = \beta_y q \qquad (5.7)$$

în care coeficienții de distribuție a încărcărilor β se scot din tabelele 5.5 ÷ 5.10.

Pentru o placă se consideră mai multe fâșii pe fiecare direcție. Numărul de fâșii depinde de variația încărcărilor ce pot apărea în panourile de placă considerate și de deschiderile de calcul. Acesta se alege astfel încât să fie acoperită toată suprafața pe fiecare din direcțiile de calcul.

Deschiderile de calcul pentru fâșiile luate în considerare se stabilesc în funcție de rezemarea plăcii planșeului pe pereții de rezistență conform tabelului 5.12

Tabelul 5.12

Reazeme alcătuite din	Schema de rezemare	Deschiderea de calcul pentru plăci
Zidării, centuri sau grinzi fără legătură monolită	b; placa; c; Δ	Deschiderea de calcul se măsoară de la fața zidului adăugându-se de fiecare parte lungimea: $\Delta = \frac{h}{2}$ dar nu mai mult decât $\frac{b}{2}$
Grinzi sau centuri cu legătură monolită	placa; centura sau grinda	Deschiderea de calcul se măsoară de la fața laterală a grinzii sau centurii monolite

Schema statică a fâşiilor considerate în calcul este grinda continuă articulat simplu rezemată.

Calculul static se poate efectua cu programe de calcul a grinzilor continue [15] sau alte programe. La calcul se vor lua în considerare toate combinaţiile de încărcări considerate defavorabile, combinaţii definite în capitolul 3.

În urma calculului static se determină eforturile în secţiunile caracteristice (pe reazeme şi în câmpuri), eforturi care vor servi la calculul ariilor de armătură.

5.4 DETERMINAREA ARIILOR DE ARMĂTURĂ ÎN SECŢIUNILE CARACTERISTICE

Determinarea ariei de armătură se face considerându-se grosimea plăcii cunoscută din predimensionare şi alegându-se materialele, clasa de beton respectiv marca armăturii, din care va fi alcătuită placa.

Pornind de la grosimea rezultată din predimensionare se determină înălţimea utilă efectivă :

- la plăci armate pe o direcţie

$$h_0 = h - a \qquad (5.8a)$$

în care:

h – grosimea plăcii

a – acoperirea cu beton majorată cu 1/2 ϕ (aproximându-se un diametru de bară cu care se va face armarea).

- la plăci armate pe două direcţii

$$h_{0x} = h - a \qquad (5.8b)$$

$$h_{0y} = h_{0x} - \phi \qquad (5.8c)$$

în care:

h_{0x} – înălţimea utilă efectivă pe direcţia x (când aceasta este direcţia scurtă);

h_{0y} – înălţimea utilă efectivă pe direcţia y;

h – grosimea plăcii;

a – acoperirea cu beton a_b majorată cu 1/2 ϕ (aproximându-se un diametru de bară cu care se va face armarea).

Se calculează valoarea relativă a momentului încovoietor pe baza relaţiei:

$$m = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_c} \qquad (5.9)$$

în care se introduce după caz h_0, h_{0x} sau h_{0y}, introducând valori pentru termeni exprimate în [N] şi [mm].

Din tabelul 5.14 se determină procentul corespunzător de armare p sau opțional valorile lui ξ sau ζ, de unde rezultă aria de armătură sub una din următoarele forme:

$$A_a = p\frac{bh_0}{100}; \quad (5.10a)$$

$$A_a = \xi\frac{R_c}{R_a}bh_0; \quad (5.10b)$$

$$A_a = \frac{M}{\zeta h_0 R_a} \quad (5.10c)$$

Se poate întâmpla ca:

– $m < 0{,}01$, valoarea minimă din tabelul 5.14; în acest caz, A_a se stabileşte pe baza procentelor minime de armare;

– $m > m_{max}$, secțiunea de beton este insuficientă pentru a prelua momentul încovoietor M; pentru mărirea capacității portante se poate adopta un alt grup de materiale (oțel-beton) cu rezistențe mai mari sau modificarea grosimii plăcii de beton.

Pentru cazurile care nu pot fi încadrate în tabelul 5.14 ($m_{bc} < 1$, alte calități de materiale etc), cu *m* se calculează, $\xi = 1 - \sqrt{1-2m}$. Dacă $\xi \le \xi_b$, atunci aria armăturii întinse se calculează cu relația (5.10b); dacă $\xi > \xi_b$, secțiunea simplu armată este insuficientă pentru preluarea momentului încovoietor respectiv.

Tabelul 5.13

Tipul de beton	Tipul de oțel	Clasa betonului	
		≤ C28/35 (Bc35)	≥ C32/40 (Bc40)
		ξ_b	
Beton obişnuit	OB37	0,60	0,55
	PC52, PC60, STNB	0,55	0,60
Beton cu agregate uşoare	OB37	0,55	-
	PC52, PC60, STNB	0,50	-

Ariile de armătură se pot determina şi cu ajutorul unor programe de calcul specifice.

Tabelul 5.14

ξ	ζ	$m = \frac{M}{bh_0^2 R_c}$	**procente de armare, *p***							$(m_{bc} = 1{,}00)$			
			OB37 (R_a = 210 N/mm²)			**PC52** (R_a = 300 N/mm²)				**PC60** (R_a = 350 N/mm²)			
			C8/10 (Bc10)	**C12/15 (Bc15)**	**C16/20 (Bc20)**	**C12/15 (Bc15)**	**C16/20 (Bc20)**	**C20/25 (Bc25)**	**C25/30 (Bc30)**	**C12/15 (Bc15)**	**C16/20 (Bc20)**	**C20/25 (Bc25)**	**C25/30 (Bc30)**
			R_c=6,5	R_c=9,5	R_c=12,5	R_c=9,5	R_c=12,5	R_c=15,0	R_c=18,0	R_c=9,5	R_c=12,5	R_c=15,0	R_c=18,0
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,01	0,995	**0,010**	0,03	0,05	0,06	0,03	0,04	0,05	0,06	0,03	0,04	0,04	0,05
0,02	0,990	**0,020**	0,06	0,09	0,12	0,06	0,08	0,10	0,12	0,05	0,07	0,09	0,10
0,03	0,985	**0,030**	0,09	0,14	0,18	0,10	0,13	0,15	0,18	0,08	0,11	0,13	0,15
0,04	0,980	**0,039**	0,12	0,18	0,24	0,13	0,17	0,20	0,24	0,11	0,14	0,17	0,21
0,05	0,975	**0,049**	0,15	0,23	0,30	0,16	0,21	0,25	0,30	0,14	0,18	0,21	0,26
0,06	0,970	**0,058**	0,19	0,27	0,36	0,19	0,25	0,30	0,36	0,10	0,21	0,26	0,31
0,07	0,965	**0,068**	0,22	0,32	0,42	0,22	0,29	0,35	0,42	0,19	0,25	0,30	0,36
0,08	0,960	**0,077**	0,25	0,36	0,48	0,25	0,33	0,40	0,48	0,22	0,29	0,34	0,41
0,09	0,955	**0,086**	0,28	0,41	0,54	0,28	0,37	0,45	0,54	0,24	0,32	0,39	0,46
0,10	0,950	**0,095**	0,31	0,45	0,60	0,32	0,42	0,50	0,60	0,27	0,36	0,43	0,51
0,11	0,945	**0,104**	0,34	0,50	0,65	0,35	0,46	0,55	0,66	0,30	0,39	0,47	0,57
0,12	0,940	**0,113**	0,37	0,54	0,71	0,38	0,50	0,60	0,72	0,33	0,43	0,51	0,62
0,13	0,935	**0,122**	0,40	0,59	0,77	0,41	0,54	0,65	0,78	0,35	0,46	0,56	0,67
0,14	0,930	**0,130**	0,43	0,63	0,83	0,44	0,58	0,70	0,84	0,38	0,50	0,60	0,72
0,15	0,925	**0,139**	0,46	0,68	0,89	0,47	0,62	0,75	0,90	0,41	0,54	0,64	0,77
0,16	0,920	**0,147**	0,50	0,72	0,95	0,51	0,67	0,80	0,96	0,43	0,57	0,69	0,82
0,17	0,915	**0,156**	0,53	0,77	1,01	0,54	0,71	0,85	1,02	0,46	0,61	0,73	0,87
0,18	0,910	**0,164**	0,56	0,81	1,07	0,57	0,75	0,90	1,08	0,49	0,64	0,77	0,93
0,19	0,905	**0,172**	0,59	0,86	1,13	0,60	0,79	0,95	1,14	0,52	0,68	0,81	0,98
0,20	0,900	**0,180**	0,62	0,90	1,19	0,63	0,83	1,00	1,20	0,54	0,71	0,86	1,03
0,21	0,895	**0,188**	0,65	0,95	1,25	0,66	0,87	1,05	1,26	0,57	0,75	0,90	1,08
0,22	0,890	**0,194**	0,68	1,00	1,31	0,70	0,92	1,10	1,32	0,60	0,79	0,94	1,13
0,23	0,885	**0,203**	0,71	1,04	1,37	0,73	0,96	1,15	1,38	0,62	0,82	0,99	1,18
0,24	0,880	**0,211**	0,74	1,09	1,43	0,76	1,00	1,20	1,44	0,65	0,86	1,03	1,23
0,25	0,875	**0,219**	0,77	1,13	1,49	0,79	1,04	1,25	1,50	0,68	0,89	1,07	1,29
0,26	0,870	**0,226**	0,80	1,18	1,55	0,82	1,09	1,30	1,56	0,71	0,93	1,11	1,34
0,27	0,865	**0,234**	0,84	1,22	1,61	0,85	1,12	1,35	1,62	0,73	0,96	1,16	1,39

Tabelul 5.14 (continuare)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
0,28	0,860	**0,241**	0,87	1,27	1,67	0,89	1,17	1,40	1,68	0,76	1,00	1,20	1,44
0,29	0,855	**0,248**	0,90	1,31	1,73	0,92	1,21	1,45	1,74	0,79	1,04	1,24	1,49
0,30	0,850	**0,255**	0,93	1,36	1,79	0,95	1,25	1,50	1,80	0,81	1,07	1,29	1,54
0,31	0,845	**0,262**	0,96	1,40	1,85	0,98	1,29	1,55	1,86	0,84	1,11	1,33	1,59
0,32	0,840	**0,269**	0,99	1,45	1,90	1,01	1,33	1,60	1,92	0,87	1,14	1,37	1,65
0,33	0,835	**0,276**	1,02	1,49	1,96	1,04	1,37	1,65	1,98	0,90	1,18	1,41	1,70
0,34	0,830	**0,282**	1,05	1,54	2,02	1,08	1,42	1,70	2,04	0,92	1,21	1,46	1,75
0,35	0,825	**0,289**	1,08	1,58	2,08	1,11	1,46	1,75	2,10	0,95	1,25	1,50	1,80
0,36	0,820	**0,295**	1,11	1,63	2,14	1,14	1,50	1,80	2,16	0,98	1,29	1,54	1,85
0,37	0,815	**0,302**	1,15	1,67	2,20	1,17	1,54	1,85	2,22	1,00	1,32	1,59	1,90
0,38	0,810	**0,308**	1,18	1,72	2,26	1,20	1,58	1,90	2,28	1,03	1,36	1,63	1,95
0,39	0,805	**0,314**	1,21	1,76	2,32	1,23	1,62	1,95	2,34	1,06	1,39	1,67	2,01
0,40	0,800	**0,320**	1,24	1,81	2,38	1,27	1,67	2,00	2,40	1,09	1,43	1,71	2,06
0,41	0,795	**0,326**	1,27	1,85	2,44	1,30	1,71	2,05	2,46	1,11	1,46	1,76	2,11
0,42	0,790	**0,332**	1,30	1,90	2,50	1,33	1,75	2,10	2,52	1,14	1,50	1,80	2,16
0,43	0,785	**0,338**	1,33	1,95	2,56	1,36	1,79	2,15	2,58	1,17	1,54	1,84	2,21
0,44	0,780	**0,343**	1,36	1,99	2,62	1,39	1,83	2,20	2,64	1,19	1,57	1,89	2,26
0,45	0,775	**0,349**	1,39	2,04	2,68	1,42	1,87	2,25	2,70	1,22	1,61	1,93	2,31
0,46	0,770	**0,354**	1,42	2,08	2,74	1,46	1,92	2,30	2,76	1,25	1,64	1,97	2,37
0,47	0,765	**0,360**	1,45	2,13	2,80	1,49	1,96	2,35	2,82	1,28	1,68	2,01	2,42
0,48	0,760	**0,365**	1,49	2,17	2,86	1,52	2,00	2,40	2,88	1,30	1,71	2,06	2,47
0,49	0,755	**0,370**	1,52	2,22	2,92	1,55	2,04	2,45	2,94	1,33	1,75	2,10	2,52
0,50	0,750	**0,375**	1,55	2,26	2,93	1,58	2,08	2,50	3,00	1,36	1,79	2,14	2,57
0,51	0,745	**0,380**	1,58	2,31	3,04	1,61	2,12	2,55	3,06	1,38	1,82	2,19	2,62
0,52	0,740	**0,385**	1,61	2,35	3,10	1,65	2,17	2,60	3,12	1,41	1,86	2,23	2,67
0,53	0,735	**0,390**	1,64	2,40	3,15	1,68	2,21	2,65	3,18	1,44	1,89	2,27	2,73
0,54	0,730	**0,394**	1,67	2,44	3,21	1,71	2,25	2,70	3,24	1,47	1,93	2,31	2,78
0,55	0,725	**0,400**	1,70	2,49	3,27	1,74	2,29	2,75	3,30	1,49	1,96	2,36	2,83
0,56	0,720	**0,403**	1,73	2,53	3,33								
0,57	0,715	**0,408**	1,76	2,58	3,39								
0,58	0,710	**0,412**	1,80	2,62	3,45								
0,59	0,705	**0,416**	1,83	2,67	3,51								
0,60	0,700	**0,420**	1,86	2,71	3,57								

$$A_a = p\frac{bh_0}{100};\quad A_a = \xi bh_0\frac{R_c}{R_a};\quad A_a = \frac{M}{\zeta h_0 R_a}$$

5.5 PREVEDERI DE ALCĂTUIRE PENTRU PLĂCI DE BETON ARMAT

Prevederile prezentate în continuare se referă la plăcile planşeelor din clădirile civile sau industriale, cu rezemări continue pe pereţi sau grinzi; pentru alte tipuri de planşee, de exemplu, planşee ciuperci sau planşee dală cu rezemare numai pe stâlpi, prescripţiile de proiectare referitoare la plăci sunt date în normele specifice structurilor din care fac parte.

Grosimea plăcilor se alege conform paragrafului 5.2

Plăcile se armează cu bare dispuse în general pe două direcţii perpendiculare, formând plase.

Acestea pot fi:

- plase legate cu sârmă, alcătuite din bare montate individual, din oţel PC60, PC52 sau OB37;
- plase sudate, în general din oţel STNB.

Plasele legate cu sârmă se folosesc în cazul elementelor executate monolit; plasele sudate se pot utiliza atât pentru plăcile prefabricate, cât şi pentru plăcile monolite.

Barele netede de tip OB37 sunt utilizate când armătura de rezistenţă rezultă din condiţii constructive (diametre minime, număr minim de bare, procente minime de armare).

Procentele de armare minime sunt cele date în tabelul 5.15.

Tabelul 5.15

Procentul minim pentru armăturile din zonele întinse la	p_{min} %
Grinzi obişnuite (care nu sunt rigle de cadru) şi plăci, la care procentul de armare rezultat din calcul este $p \le 0{,}10$ %	$0{,}05 \le p_{min} = 1{,}15\ p \le 0{,}10$

Procentul mediu de armare trebuie să se încadreze în următoarele limite economice: sub 0,8 % la plăcile armate pe o direcţie şi sub 0,5% la cele armate pe două direcţii, valorile optime fiind date în tabelul 5.16.

Tabelul 5.16

Modul de armare al plăcilor	Plăci armate cu bare legate, din oţel de tip:			Plăci armate cu plase sudate
	procente optime de armare, %			
	PC60	**PC52**	**OB37**	**STNB**
Pe o direcţie	0,25...0,50	0,30...0,60	0,40...0,80	0,25...0,50
Pe două direcţii	0,20...0,40	0,25...0,50	0,30...0,50	0,20...0,40

Diametrele minime care pot fi utilizate la plasele legate cu sârmă sunt:

- pentru armăturile de rezistență:
  - ϕ6 mm, dacă barele sunt din oțel PC60 sau PC52;
  - ϕ6 mm, pentru barele drepte de la partea inferioară a plăcii; ϕ8 mm, pentru barele din partea superioară și pentru barele înclinate, dacă armăturile sunt realizate din oțel OB37.
- pentru armăturile de repartiție, ϕ6 mm, indiferent de tipul de oțel.

Se poate accepta ca diametrul maxim al armăturii de rezistență să se determine cu relația:

$$d_{max} = 0{,}1h_p + 2 \ [mm] \tag{5.11}$$

Diametrele minime utilizate la plasele sudate din oțel STNB sunt:

- pentru armăturile de rezistență, ϕ5 mm (plăci monolite) sau ϕ4 mm (plăci prefabricate);
- pentru armăturile de repartiție, ϕ4 mm (plăci monolite) sau ϕ3 mm (plăci prefabricate).

Distanțele maxime admise între armăturile de rezistență sunt date de numărul minim de bare necesar în zonele întinse, în funcție de grosimea h_p a plăcii:

- 5 bare pe metru, dacă $h_p \leq 300$ mm;
- 4 bare pe metru, dacă 300mm $< h_p \leq 400$ mm;
- 3 bare pe metru, dacă $h_p > 400$ mm.

Distanța minimă între armăturile realizate din bare laminate la cald este de 80 mm.

Dacă între două bare nu este respectată distanța minimă prescrisă, se ia în considerare în calcul numai aria secțiunii unei bare.

Armarea se face astfel încât, în orice secțiune în lungul plăcii, capacitatea de rezistență să fie mai mare sau cel mult egală cu momentul încovoietor din secțiunea respectivă, determinat pe baza diagramei înfășurătoare a momentelor maxime. Armăturile se ancorează dincolo de secțiunea în care sunt necesare în întregime din calcul.

Armăturile se dispun în general ordonat de-a lungul plăcii, respectând același pas, deci aceeași distanță între bare (figura 5.7).

Armarea plăcilor cu plase legate cu sârmă

Se recomandă să se utilizeze pe cât posibil cel mult două diametre pentru armăturile de rezistență ale unei plăci. Pentru alegerea distanței între bare și a diametrului barelor se utilizează tabelul 5.17.

În figura 5.6a sunt prezentate câteva posibilități de armare pentru plăcile obișnuite monolite, cu plase legate cu sârmă, din bare PC60, PC52 sau OB37.

În general, nu se utilizează bare înclinate decât la plăcile continue cu deschideri peste 2,0 m. Pentru deschideri mai mici şi solicitări reduse, se poate folosi armarea cu plase independente în câmp şi pe reazem, ca în figura 5.6b.

Tabelul 5.17

Secţiunea armăturii întinse la plăci armate cu plase legate [cm²/m]						
Distanţa între bare cm	Diametrul barelor, mm					
	6	8	10	12	14	16
8,0	3,53	6,28	9,82	13,14	19,24	25,14
8,5	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,66
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34
9,5	2,98	5,29	8,27	11,90	16,20	21,17
10,0	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11
10,5	2,69	4,79	7,48	10,77	13,66	19,15
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28
11,5	2,46	4,37	6,83	9,84	13,39	17,49
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,09
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	13,90
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	13,36
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87
15,0	1,89	3,35	5,24	7,54	10,26	13,41
15,5	1,82	3,24	5,07	7,30	9,93	12,97
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57
16,5	1,71	3,05	4,76	6,85	9,33	12,19
17,0	1,66	2,98	4,62	6,65	9,05	11,83
17,5	1,62	2,87	4,49	6,46	8,79	11,49
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17
18,5	1,53	2,72	4,25	6,11	8,32	10,87
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58
19,5	1,45	2,58	4,03	5,80	7,89	10,31
20,0	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05

Barele plasate peste reazem (călăreţii) se pot termina cu picioruşe de rezemare, pentru asigurarea poziţiei lor în timpul betonării plăcii.

Dacă este îndeplinită condiţia $\overline{Q} \leq 0,75$, secţiunile de înclinare ale armăturilor se prevăd la distanţe suficient de mari de la marginea reazemelor, pentru ca aceste bare să poată fi utilizate şi la preluarea momentelor încovoietoare negative. De regulă, în cazul reazemelor intermediare, această distanţă este de $0,2l_0$, unde l_0 este lumina, adică distanţa între marginile reazemelor aferente deschiderii (figura 5.6). Dacă reazemul marginal face corp comun cu placa (centură, grindă, perete din beton armat), ridicarea barei se face la aceeaşi distanţă $0,2l_0$.

În figura 5.6a şi 5.6c sunt prezentate două procedee de armare cu bare longitudinale drepte şi înclinate şi cu călăreţi dispuşi pe reazeme.

Dacă armăturile au diametre ≤ 10 mm, barele pot fi livrate în colaci, având deci lungimi mari; în acest caz, armăturile drepte şi înclinate se pot realiza continuu, pe toată lungimea planşeului, de exemplu ca armăturile marca 3 şi 4 din figura 5.6a. Fasonarea armăturilor se face direct pe cofrajul plăcii.

Acest mod de armare se poate aplica plăcilor continue, cu mai mult de trei deschideri egale (sau care nu diferă cu mai mult de 10%), calculate cu metoda echilibrului limită, deoarece rezultă din calcul aceeaşi arie de armătură pentru multe secţiuni succesive.

Dacă ariile de armătură necesare din calcul sunt diferite de la o secţiune la alta, este preferabil ca armăturile să fie individuale pentru fiecare deschidere (fig. 5.6b,c).

Numărul minim de bare care se prelungesc drept peste reazeme (fără să fie luate în considerare în calcul ca armături comprimate) este în general de 3 bare pe metru.

Armăturile de la partea superioară a plăcii (călăreţii), se continuă de o parte şi de alta a reazemelor, pe toată lungimea diagramei de momente negative. În cazurile curente, această distanţă se poate lua egală cu $0{,}25l_0$, unde l_0 este lumina pentru deschiderea adiacentă cea mai mare. Porţiunea dreaptă din zona de reazem a armăturilor înclinate se prelungeşte în deschiderea următoare tot cu $0{,}25l_0$ de la faţa reazemului (fig. 5.6).

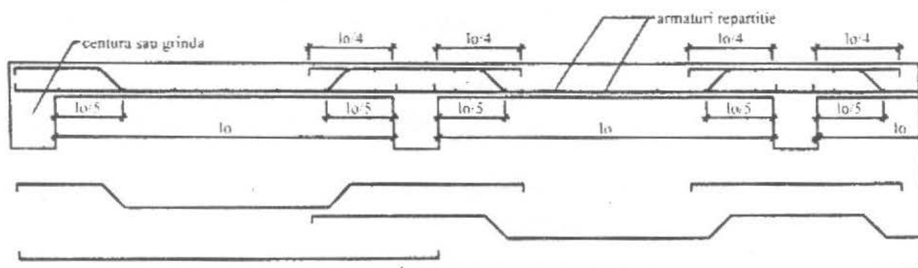
Dacă încărcările sunt mari (de exemplu la radierele fundaţiilor), în cazurile speciale când $\overline{Q} > 0{,}75$, secţiunile de înclinare se prevăd începând din imediata vecinătate a reazemelor, pentru a permite preluarea forţelor tăietoare.

La plăcile cu încărcări temporare mari în raport cu cele permanente, sau la plăcile continue care au o deschidere mult mai mică decât cele învecinate, pot să apară momente negative extinse parţial, sau pe toată zona de câmp. În acest caz, lungimea necesară de prelungire a armăturilor rezultă mai mare decât $0{,}25l_0$, ajungându-se eventual la o armare continuă în partea superioară a plăcii (fig. 5.6d). Se admite ca acest mod de armare să se facă numai în zonele în care momentele negative depăşesc ca valoare capacitatea portantă a secţiunii de beton simplu.

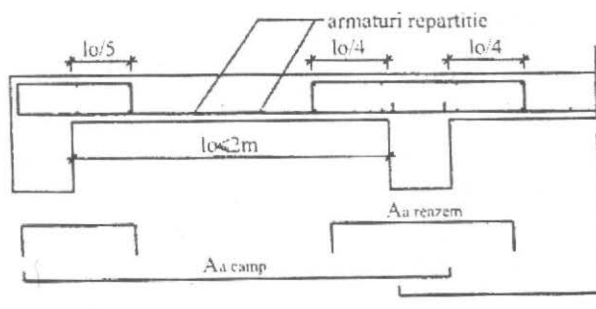
a). Plăci armate pe o direcţie (pentru care $l_y/l_x < 0{,}5$; $l_y/l_x > 2{,}0$)

În cazul plăcilor armate pe o direcţie, perpendicular pe direcţia armăturilor de rezistenţă din câmp şi de pe reazem se dispun armături constructive, de repartiţie. Armăturile de repartiţie se dispun la partea inferioară a plăcilor, pe toată deschiderea, iar la partea superioară, pe lungimea barelor pentru momentele negative (fig. 5.6a şi 5.7a). Secţiunea pe metru a acestor bare trebuie să fie cel puţin cel puţin 4ϕ6, respectiv $0{,}15A_a$, în cazul plăcilor obişnuite (A_a este aria armăturii de rezistenţă dispusă după direcţia scurtă, pe metru liniar), sau $0{,}25A_a$, în cazul plăcilor cu încărcări concentrate mari.

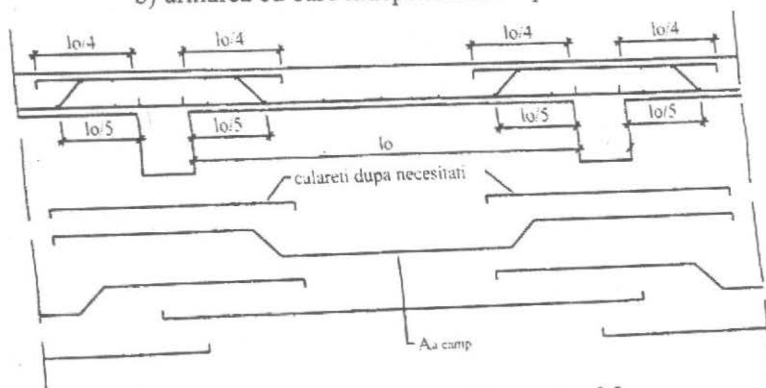
Pentru preluarea momentelor încovoietoare locale de încastrare pe reazemele cu continuitate de pe direcţia laturii mari (y), respectiv a tendinţei de forfecare între placă şi grindă, se prevăd călăreţi; aceste bare suplimentare trebuie să respecte condiţiile de armare minimă, date pentru barele de rezistenţă de pe direcţia scurtă. De regulă, aceste bare sunt 5ϕ6/m (PC60, PC52), sau 5ϕ8/m (bare din OB37). Călăreţii se prelungesc de o parte şi de alta a reazemului cu lungimea $0{,}25l_{0x}$ (fig. 5.7a).



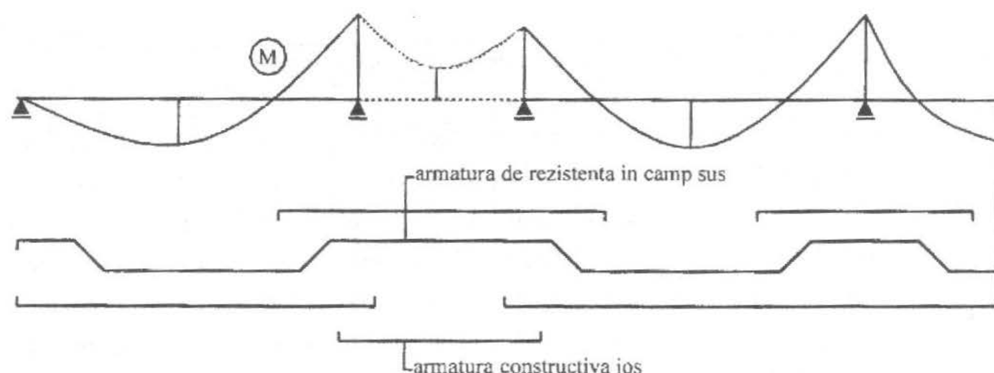
a) armarea unei plăci cu deschideri egale ($M_{reazem} \sim M_{câmp}$)



b) armarea cu bare independente drepte



c) armarea pentru cazul în care $M_{reazem} >> M_{câmp}$



d) armarea câmpului cu moment încovoietor negativ

Figura 5.6 – Procedee de armare a plăcilor

b). Plăci armate pe două direcții (pentru care $0,5 \leq l_y / l_x \leq 2,0$)

Pentru plăcile armate cruciş, armăturile de rezistență se dispun respectând prescripțiile curente, pentru fiecare direcție în parte.

Armătura de rezistență paralelă cu direcția scurtă se dispune pe rândul întâi - barele A_{ax}, respectiv barele marca 3 şi 4 din figura 5.7b şi 5.7c, iar barele A_{ay}, respectiv marca 1 şi 2 paralele cu latura mai mare, se dispun pe rândul al doilea. Acest mod de aşezare este rațional, deoarece, în cazurile obişnuite, aria de armătură pe direcția mai scurtă rezultă mai mare decât cea de pe direcția lungă.

La calculul ariilor de armătură se ține seama de aşezarea pe două rânduri, prin mărimea înălțimii utile a plăcii: $h_{0x} > h_{0y}$, dacă $l_x < l_y$ (fig. 5.7c).

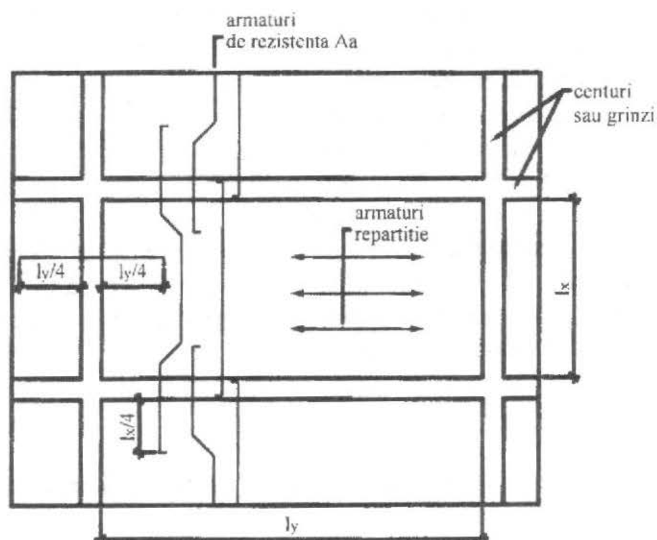
În zonele nehaşurate din figura 13.33b, armăturile de rezistență după direcțiile x şi y se încrucişează atât la partea inferioară a plăcii, în câmp, cât şi la partea superioară, pe reazeme; de aceea, armătura de repartiție este necesară, în acest caz, numai în zonele haşurate, la partea superioară.

Aceste armături trebuie să respecte condițiile pentru armăturile de repartiție ale plăcilor armate pe o direcție.

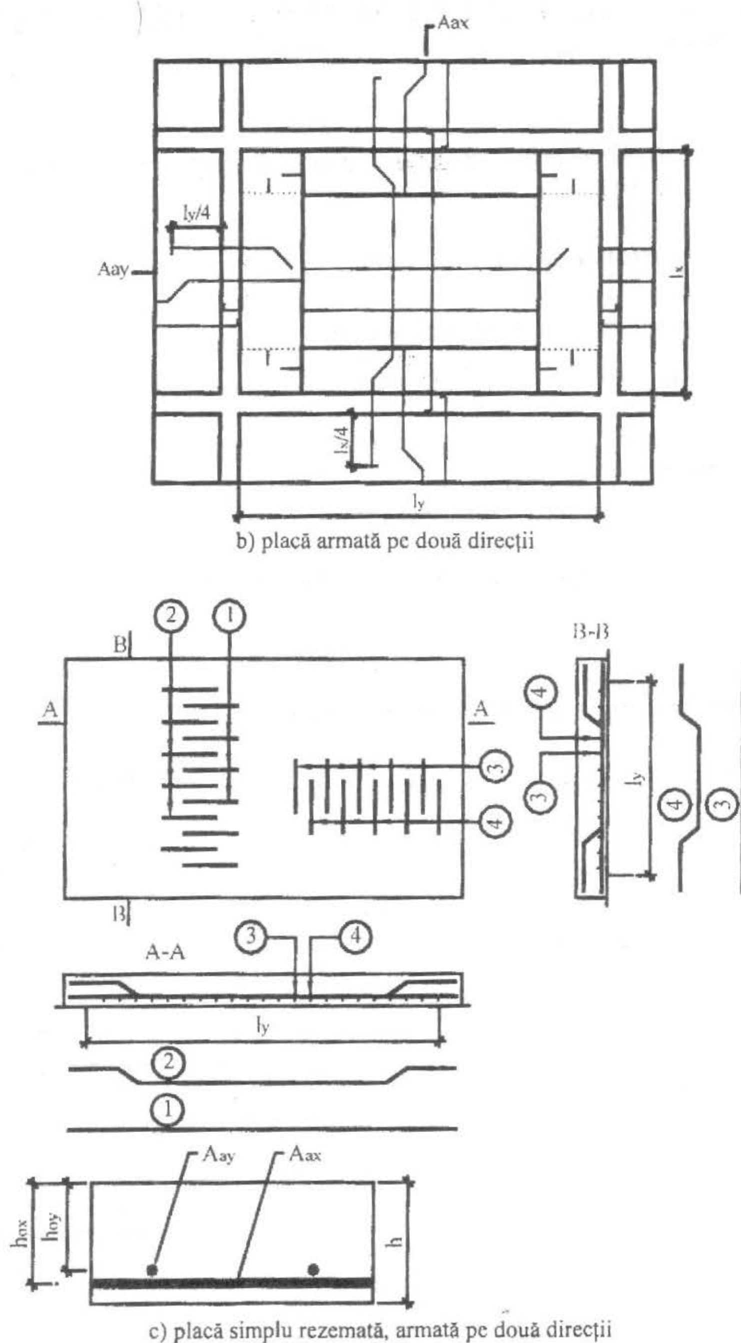
Diametrele, ariile secțiunilor transversale şi masa armăturilor din bare laminate sunt prezentate în tabelul 5.18.

Tabelul 5.18

Diametrul mm	Aria secţiunii transversale pentru *n* bare, în cm^2										Masa kg/m
	1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**	**10**	
6	0,283	0,570	0,850	1,130	1,420	1,700	1,980	2,260	2,550	2,830	0,222
8	0,503	1,010	1,510	2,010	2,510	3,020	3,520	4,020	4,530	5,030	0,395
10	0,785	1,570	2,350	3,140	3,920	4,710	5,490	6,280	7,060	7,850	0,617
12	1,130	2,260	3,390	4,520	5,650	6,780	7,910	9,040	10,17	11,30	0,888
14	1,540	3,080	4,620	6,160	7,700	9,240	10,78	12,32	13,86	15,40	1,120
16	2,010	4,020	6,030	8,040	10,05	12,06	14,07	16,08	18,09	20,10	1,580
18	2,540	5,080	7,620	10,16	12,70	15,24	17,78	20,32	22,86	25,40	1,990
20	3,140	6,280	9,420	12,56	15,70	18,84	21,98	25,12	28,26	31,40	2,460
22	3,800	7,600	11,40	15,20	19,00	22,80	26,60	30,40	34,20	38,00	2,980
25	4,910	9,820	14,73	19,64	24,55	29,46	34,37	39,28	44,19	49,10	3,850
28	6,160	12,32	18,48	24,64	30,80	36,96	43,12	49,28	55,44	61,60	4,840
32	8,040	16,08	24,12	32,16	40,20	48,24	56,28	64,32	72,36	80,40	6,310
36	10,20	20,40	30,60	40,80	51,00	61,20	71,40	81,60	91,80	102,00	7,990
40	12,60	25,20	37,80	50,40	63,00	75,60	88,20	100,80	113,40	126,00	9,870



a) placă armată pe o direcţie



b) placă armată pe două direcţii

c) placă simplu rezemată, armată pe două direcţii

Figura 5.7 – Dispunerea armăturilor de rezistenţă şi de repartiţie la plăci

5.6 EXEMPLU DE CALCUL ŞI ALCĂTUIRE A UNUI PLANŞEU

Se va exemplifica proiectarea plăcii planşeului peste parter pentru construcţia prezentată în capitolul 2.

Predimensionarea plăcii planşeului

- grosimea minimă a planşeului este:

$$h_{p\,min} = \frac{l_{min}}{45} = \frac{415}{45} = 9{,}22\text{cm}$$

- acoperirea cu beton a_b:

$a_b = 1{,}5$ cm

- grosimea planşeului propusă după predimensionare:

$h_p = 10$ cm

Evaluarea încărcărilor pe m^2 de suprafaţă

a). Încărcarea permanentă din planşeu, finisaj parchet este dată în tabelul 5.19.

Tabelul 5.19

Nr. Crt.	Denumire material	Greutate Specifică [kg/m³]	Încărcarea Normată [kg/m²]	Coef. încărcării	Grosimea [m]	Încărcarea de calcul [daN/m²]
1	Parchet	800	-	1,3	0,022	22,9
2	Mortar de ciment	2100	-	1,3	0,028	76,5
3	Placă de b.a.	2500	-	1,1	0,10	275
4	Tencuială mortar var	1700	-	1,3	0,01	22,1
					TOTAL	**397**

b). Încărcarea permanentă din planşeu, finisaj gresie este dată în tabelul 5.19

Tabelul 5.19

Nr. Crt.	Denumire material	Greutate Specifică [kg/m³]	Încărcarea Normată [kg/m²]	Coef. încărcării	Grosimea [m]	Încărcarea de calcul [daN/m²]
1	Gresie	2600	-	1,3	0,007	23,7
2	Mortar adeziv	2100	-	1,3	0,010	27,3
3	Mortar de ciment (egalizare)	2100	-	1,3	0,033	90,1
4	Placa de b.a.	2500	-	1,1	0,10	275
5	Tencuială mortar var	1700	-	1,3	0,01	22,1
					TOTAL	**439**

c). Încărcarea permanentă ce acţionează pe scară

Pentru a calcula încărcarea permanentă ce acţionează pe scară se calculează suma încărcărilor date de placa de rezistenţă a rampei şi de treptele de beton simplu. Pentru a simplifica calculul se consideră pentru trepte o grosime echivalentă care este uniformă pe toată lungimea rampei. Valorile încărcării sunt date în tabelul 5.20

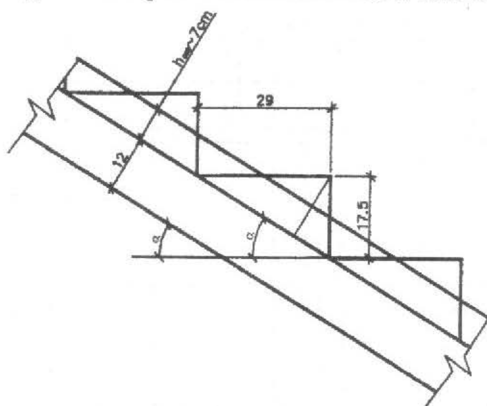


Figura 5.8 – Schema de calcul a încărcării permanente pe scară

Tabelul 5.20

Nr. Crt.	Denumire material	Greutate Specifică [kg/m³]	Încărcarea Normată [kg/m²]	Coef. încărcării	Grosimea [m]	Încărcarea de calcul [daN/m²]
1	Beton simplu	2400	-	1,1	0,120	316,8
2	Beton armat	2500	-	1,1	0,070	192,5
					TOTAL	**510**

d). Încărcarea utilă este dată în tabelul 5.21

Tabelul 5.21

Nr. Crt.	Spaţiul unde acţionează	Încărcarea utilă normată [daN/m^2]	Coeficientul încărcării	Încărcarea utilă de calcul [daN/m^2]
1	Camere, Dormitoare	150	1,4	**210**
2	Casa scării, Coridoare	300	1,3	**390**

Stabilirea fâşiilor de calcul

Fâşiile luate în considerare pentru calculul pe cele două direcţii x şi y sunt prezentate în figura 5.9.

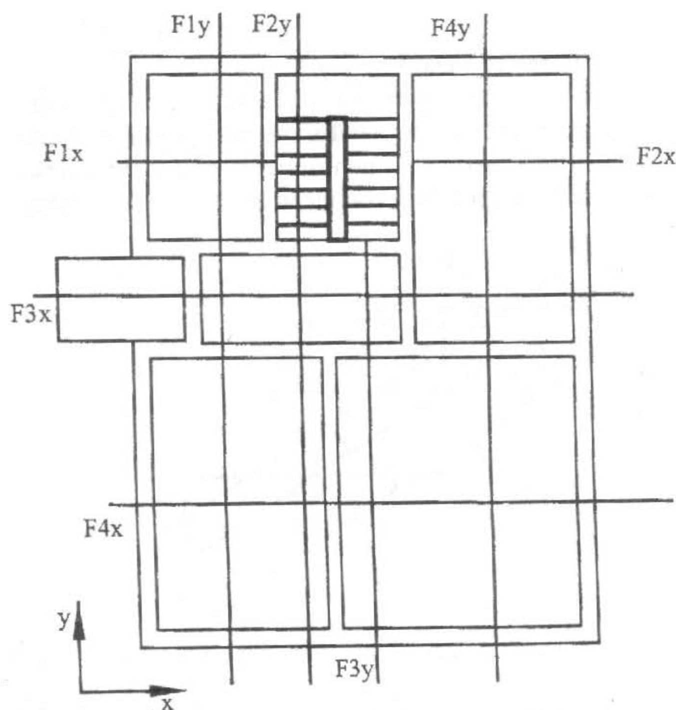


Figura 5.9 – Fâşiile luate în calcul

Panourile de placă (ochiurile de placă) considerate pentru distribuţia încărcărilor

Numerotarea ochiurilor de placă considerate se regăseşte în figura 5.10

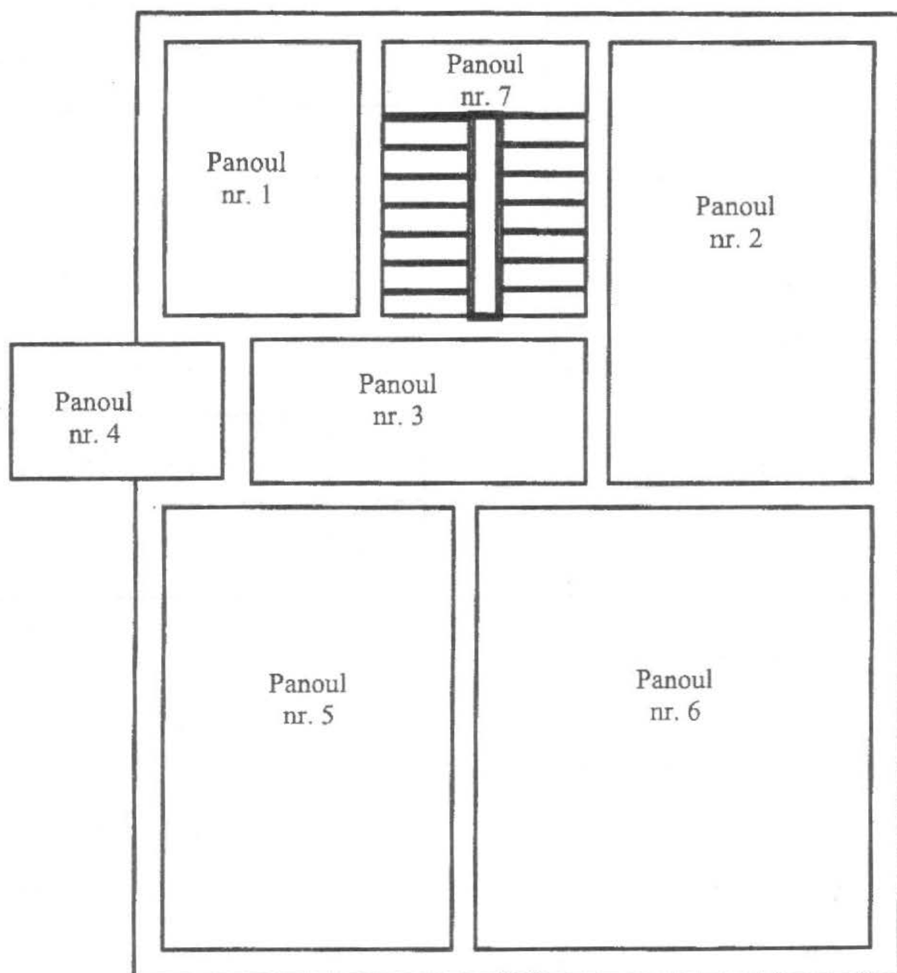
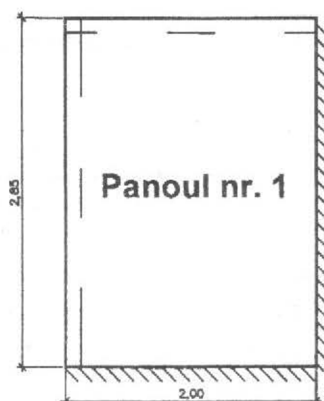


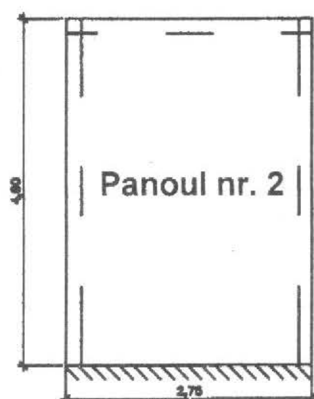
Figura 5.10 -Panourile de placă luate în considerare la calculul plăcii planşeului

Distribuţia încărcărilor

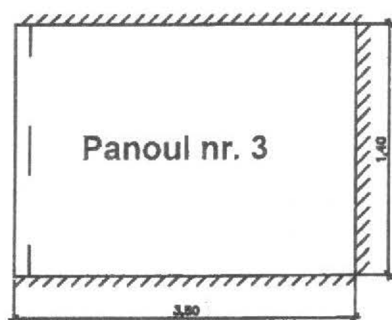
În figurile următoare sunt date dimensiunile panourilor considerate în calcul şi valorile coeficienţilor de distribuţie a încărcărilor pe cele două direcţii x şi z.



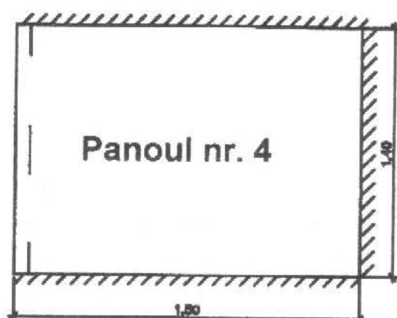
$\lambda=\frac{l_y}{l_x}$	β_x	β_y
1,4	0,7935	0,2065



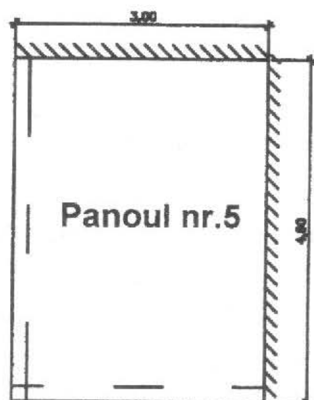
$\lambda'=\frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
0,6	0,7553	0,2447



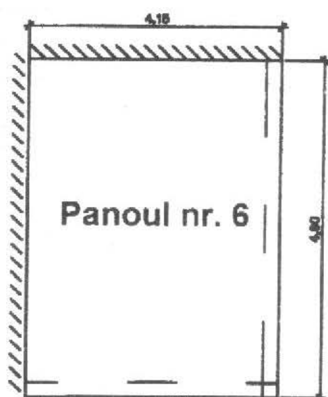
$\lambda'=\frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
2,5	0	1



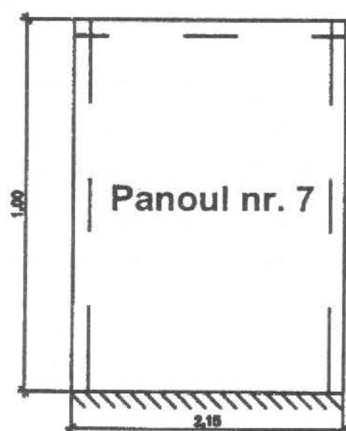
$\lambda' = \frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
1,1	0,2546	0,7454



$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	β_x	β_y
1,5	0,8351	0,1649



$\lambda = \frac{l_y}{l_x}$	β_x	β_y
1,10	0,5942	0,4058



$\lambda' = \frac{l_x}{l_y}$	β_x	β_y
2,15	0	1

Fig. 5.11 – Coeficienţii de distribuţie a încărcărilor

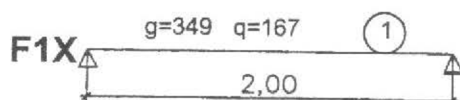
Valorile încărcărilor pe cele două direcţii sunt centralizate în tabelul 5.22

Tabelul 5.22

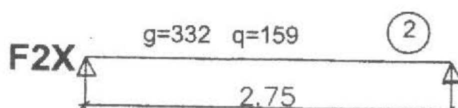
Panoul nr.	g [daN/m²]	q[daN/m²]	βx	βy	g_x [daN/m]	g_y [daN/m]	q_x [daN/m]	q_y [daN/m]
1	439	210	0.7935	0.2065	349	91	167	44
2	439	210	0.7553	0.2447	332	108	159	52
3	439	390	0	1	0	440	0	390
4	439	210	0.2546	0.7454	112	328	54	157
5	397	210	0.8351	0.1649	332	66	176	35
6	397	210	0.5942	0.4058	236	162	125	86
7	397	390	0	1	0	397	0	390

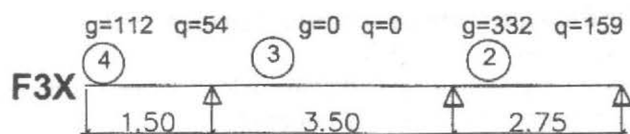
Schemele statice ale fâşiilor şi încărcările aferente

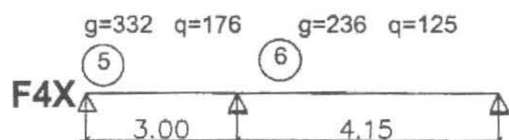
Direcţia X



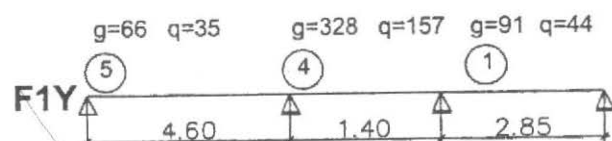
g [daN/m]
q [daN/m]

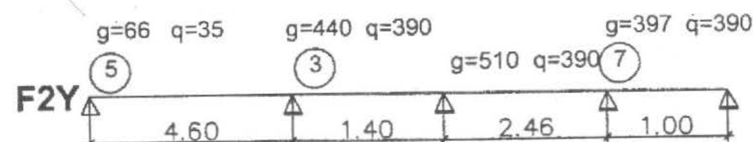




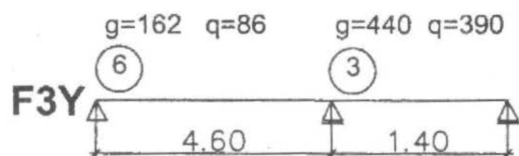


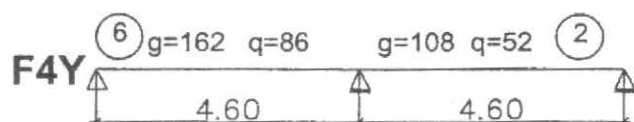
Direcţia Y





Observaţie: Pentru efectuarea calculului cu programul "gric".exe s-a considerat pentru deschiderea a 3-a o lungime echivalentă l_{ech} = **l/cos α**, unde l este proiecţia pe orizontală a rampei şi α este unghiul pe care îl face rampa cu orizontala.





Obs: Cu (1) s-a notat panoul de placă prin care trece fâşia.

Calculul momentelor încovoietoare în secțiunile caracteristice

Pentru calcul se utilizează programul de calcul al grinzilor continue "gric.exe". . Rezultatele calculului static sunt prezentate în cele ce urmează.

F1X

```
NUMARUL DESCHIDERILOR        = 1
CAPATUL STINGA               = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA              = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI
        DESC      L        I
------------------------------------------------------
          1    2.000    1.0000E+00
INCARCARI LINIARE
        DESC      g        p
------------------------------------------------------
          1   349.000   167.000
MOMENTE MAXIME PE REAZEME
        SECT.    MAX. MS   MIN. MS
------------------------------------------------------
          1    0.000     0.000
          2    0.000     0.000
MOMENTE MAXIME IN CIMPURI
        DESC     MAX. MF      X       MIN. MF      X
------------------------------------------------------
          1      258.000    1.000    174.500    1.000
```

F2X

```
NUMARUL DESCHIDERILOR        = 1
CAPATUL STINGA               = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA              = REAZEM ARTICULAT
CARACTERISTICI
        DESC      L        I
------------------------------------------------------
          1    2.750    1.0000E+00
INCARCARI LINIARE
        DESC      g        p
------------------------------------------------------
          1   332.000   159.000
MOMENTE MAXIME PE REAZEME
        SECT.    MAX. MS   MIN. MS
------------------------------------------------------
          1   -0.000    -0.000
          2   -0.000    -0.000
MOMENTE MAXIME IN CIMPURI
        DESC     MAX. MF      X       MIN. MF      X
------------------------------------------------------
          1      464.148    1.375    313.844    1.375
```

```
        1          464.148     1.375    313.844      1.375
```

F3X

```
NUMARUL DESCHIDERILOR          = 3
CAPATUL STINGA               = CAPAT LIBER
CAPATUL DREAPTA              = REAZEM ARTICULAT
CARACTERISTICI
         DESC      L        I
---------------------------------------------------
CAPAT STINGA
           1      1.500      1.0000E+00
           2      3.500      1.0000E+00
           3      2.750      1.0000E+00
INCARCARI LINIARE
         DESC      g        p
---------------------------------------------------
CAPAT STINGA
           1     112.000    54.000
           2       0.000     0.000
           3     332.000   159.000
MOMENTE MAXIME PE REAZEME
         SECT.     MAX. MS    MIN. MS
---------------------------------------------------
CAPAT LIBER
           1       0.000     -0.000
           2    -126.000   -186.750
           3     -85.801   -168.945
           4       0.000      0.000
MOMENTE MAXIME IN CIMPURI
         DESC      MAX. MF     X       MIN. MF      X
---------------------------------------------------
CAPAT STINGA
           1       0.000     0.000      -0.000     0.000
           2       0.000     0.000    -169.343     1.750
           3     391.289     1.488     264.543     1.488
```

F4X

```
NUMARUL DESCHIDERILOR          = 2
CAPATUL STINGA               = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA              = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI
         DESC      L        I
---------------------------------------------------
           1      3.000      1.0000E+00
           2      4.150      1.0000E+00
INCARCARI LINIARE
         DESC      g        p
---------------------------------------------------
           1     332.000   176.000
```

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
1	0.000	0.000
2	-534.680	**-690.872**
3	-0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
1	**335.424**	1.149	131.419	0.890
2	**502.976**	2.481	275.892	2.621

F1Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 3
CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT
CARACTERISTICI

DESC	L	I
1	4.600	1.0000E+00
2	1.400	1.0000E+00
3	2.850	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
1	66.000	35.000
2	328.000	157.000
3	91.000	44.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
1	0.000	-0.000
2	-141.495	**-225.067**
3	-52.619	**-106.494**
4	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
1	**170.915**	1.840	106.567	1.797
2	**7.598**	0.813	**-54.866**	0.985
3	**98.639**	1.641	58.321	1.718

F2Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 4
CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT
CARACTERISTICI

DESC	L	I
1	4.600	1.0000E+00
2	1.400	1.0000E+00
3	2.460	1.7000E+00
4	1.000	1.0000E+00

3	2.460	1.7000E+00
4	1.000	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
1	66.000	35.000
2	440.000	390.000
3	510.000	390.000
4	397.000	390.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
1	-0.000	-0.000
2	-126.121	**-230.667**
3	-138.766	**-328.045**
4	-186.264	**-366.919**
5	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X
1	**176.760**	1.871	104.732	1.781
2	**23.047**	0.659	**-120.721**	0.598
3	**377.644**	1.192	179.588	1.227
4	**21.895**	0.764	0.000	0.000

F3Y

NUMARUL DESCHIDERILOR = 2
CAPATUL STINGA = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA = REAZEM ARTICULAT
CARACTERISTICI

DESC	L	I
1	4.600	1.0000E+00
2	1.400	1.0000E+00

INCARCARI LINIARE

DESC	g	p
1	162.000	86.000
2	440.000	390.000

MOMENTE MAXIME PE REAZEME

SECT.	MAX. MS	MIN. MS
1	0.000	-0.000
2	-375.957	**-550.351**
3	0.000	-0.000

MOMENTE MAXIME IN CIMPURI

DESC	MAX. MF	X	MIN. MF	X

```
        1   418.500   1.837  261.128   1.795
        2    58.814   1.024    0.000   0.000
F4Y

NUMARUL DESCHIDERILOR        = 2
CAPATUL STINGA             = REAZEM ARTICULAT
CAPATUL DREAPTA            = REAZEM ARTICULAT

CARACTERISTICI
       DESC     L      I
-----------------------------------------------------
        1    4.600   1.0000E+00
        2    4.600   1.0000E+00
INCARCARI LINIARE
       DESC     g      p
-----------------------------------------------------
        1   162.000   86.000
        2   108.000   52.000
MOMENTE MAXIME PE REAZEME
       SECT.    MAX. MS   MIN. MS
-----------------------------------------------------
        1    -0.000    -0.000
        2  -425.845  -539.580
        3     0.000    -0.000
MOMENTE MAXIME IN CIMPURI
       DESC     MAX. MF     X       MIN. MF     X
-----------------------------------------------------
        1   441.675   1.887  242.019   1.729
        2   237.059   2.879   98.753   3.248
```

Determinarea ariilor de armătură în secțiunile caracteristice

Fâşiile au fost alese cu lăţimea b = 1m = 1000mm

Grosimea plăcii h = 10cm = 100mm

Înălţimea utilă h_{0x} = 100 – 15 – 10 / 5 = 80 mm

Înălţimea utilă h_{0y} = 80 – 10 = 70 mm

Se propune pentru beton clasa C16/20 (Bc20) şi pentru armătură marca PC52.

Ariile de armătură în toate secţiunile caracteristice pe cele două direcţii sunt date în tabelele 5.23 a şi b

Tabelul 5.23 a

Fâşia	Secţi-unea	b [mm]	h_{ox} [mm]	R_c [N/mm²]	M [N·mm]	m	p [%]	A_a [cm²]
F1x	1 – C	1000	80	12,5	258 x 10^4	0.032	0.14	1.12
F2x	1 - C				465 x 10^4	0.058	0.25	2.00
F3x	1 - R				187 x 10^4	0.023	0.09	0.72
	2 – C				169 x 10^4	0.021	0.08	0.64
	3 – R				170 x 10^4	0.021	0.08	0.64
	4 – C				392 x 10^4	0.049	0.21	1.68
F4x	1 – C				336 x 10^4	0.042	0.18	1.44
	2 – R				691 x 10^4	0.086	0.37	2.96
	3 – C				503 x 10^4	0.063	0.27	2.16

Tabelul 5.23 b

Fâşia	Secţi-unea	b [mm]	h_{oy} [mm]	R_c [N/mm²]	M [N·mm]	m	p [%]	A_a [cm²]
F1y	1 – C	1000	70	12,5	171 x 10⁴	0.028	0.12	0.84
	2 – R				226 x 10⁴	0.037	0.15	1.05
	3 – C				55 x 10⁴	0.009	0.04	0.28
	4 – R				107 x 10⁴	0.017	0.06	0.42
	5 – C				99 x 10⁴	0.016	0.06	0.42
F2y	1 – C				177 x 10⁴	0.029	0.13	0.91
	2 – R				231 x 10⁴	0.038	0.17	1.19
	3 – C				121 x 10⁴	0.020	0.08	0.56
	4 – R				329 x 10⁴	0.054	0.23	1.61
	5 – C				378 x 10⁴	0.062	0.27	1.89
	6 – R				367 x 10⁴	0.060	0.26	1.82
	7 – C				22 x 10⁴	0.004	0.04	0.28
F3y	1 – C				419 x 10⁴	0.068	0.29	2.03
	2 – R				550 x 10⁴	0.090	0.4	2.8
	3 – C				59 x 10⁴	0.010	0.04	0.28
F4y	1 – C				442 x 10⁴	0.072	0.31	2.17
	2 – R				540 x 10⁴	0.088	0.39	2.73
	3 – C				238 x 10⁴	0.039	0.17	1.19

Observaţie: Cu litera „C" s-a notat secţiunea caracteristică din câmp, şi cu „R" secţiunea de pe reazem.

Alegerea diametrelor barelor şi a pasului de dispunere a acestora

Diametrele barelor alese şi pasul de dispunere a acestora pe cele două direcţii sunt date în tabelul 5.24 a şi b

Direcţia X

Tabelul 5.24a

Fâşia	Secţi-unea	A_a [cm²]	ϕ / pas [mm / cm]	Poziţia armăturii de rezistenţă în secţiune	Observaţii
F1x	1 – C	1.12	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
F2x	1 - C	2.00	ϕ8 / 20	jos	-
F3x	1 – R	0.72	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	2 – C	0.64	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	3 – R	0.64	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	4 – C	1.68	ϕ8 / 20	jos	-
F4x	1 – C	1.44	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
	2 – R	2.96	ϕ10 / 20	sus	-
	3 – C	2.16	ϕ8 / 20	jos	-

Direcţia Y

Tabelul 5.24b

Fâşia	Secţi-unea	A_a [cm^2]	ϕ / pas [mm / cm]	Poziţia armăturii de rezistenţă în secţiune	observaţii
F1y	1 – C	0.84	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
	2 – R	1.05	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	3 – C	0.28	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	4 – R	0.42	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	5 – C	0.42	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
F2y	1 – C	0.91	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
	2 – R	1.19	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	3 – C	0.56	ϕ6 / 20	sus	armare constructivă
	4 – R	1.61	ϕ8 / 20	sus	-
	5 – C	1.89	ϕ8 / 20	jos	-
	6 – R	1.82	ϕ8 / 20	sus	-
	7 – C	0.28	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
F3y	1 – C	2.03	ϕ8 / 20	jos	-
	2 – R	2.8	ϕ10 / 20	sus	-
	3 – C	0.28	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă
F4y	1 – C	2.17	ϕ8 / 20	jos	-
	2 – R	2.73	ϕ10 / 20	sus	-
	3 – C	1.19	ϕ6 / 20	jos	armare constructivă

În figura 5.11 este exemplificat planul de cofraj şi armarea plăcii planşeului peste parter a construcţiei prezentate în capitolul 2.

Armarea s-a făcut cu bare independente drepte aceasta cu toate că deschiderile ochiurilor de placă depăşesc 2m. Armarea cu bare ridicate pe reazem este impusă de considerente economice, dar în cazul de faţă, când majoritatea secţiunilor sunt armate constructiv (5ϕ6PC52), se pot dispune 5 bare pe metru numai în cazul armării cu bare drepte. Dacă jumătate din bare s-ar ridica pe reazem ar fi necesare 6 bare pe metru din condiţia ca în orice secţiune să avem minim 3 bare. În acesete condiţii se reduce risipa de armătură în cazul armării cu bare independente realizându-se şi economii la manoperă

Extrasul de armătură corespunzător armării plăcii este dat în tabelul 5.25.

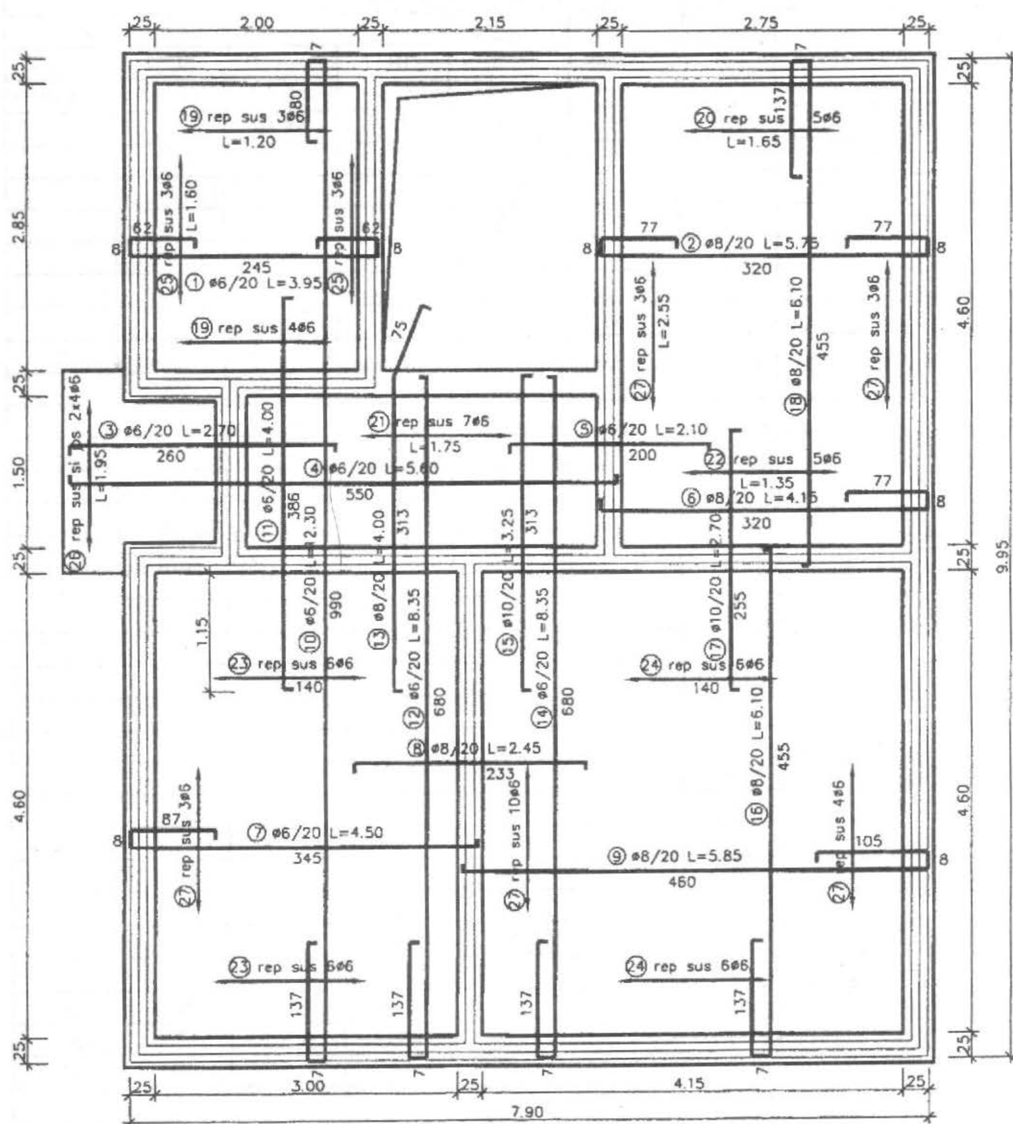


Figura 5.11 –Plan cofraj şi armare placă planşeu peste parter

Tabelul 5.25

EXTRAS DE ARMATURA								
Element	Marca	φ	Nr. bare	Lungimea unei bare [m]	Lungimi pe φ			
					OB37	PC52		
					φ 6	φ 6	φ 8	φ 10
	1	6	15	3,90		58,50		
	2	8	15	5,75			86,25	
	3	6	8	2,70		21,60		
	4	6	8	5,60		44,80		
	5	6	9	2,10		18,90		
	6	8	9	4,15			37,35	
	7	6	24	4,50		108,00		
	8	8	24	2,40			57,60	
	9	8	24	5,85			140,40	
	10	6	11	12,30		135,30		
	11	6	11	4,00		44,00		
	12	6	5	8,35		41,75		
PLANSEU	13	8	5	4,00			20,00	
PESTE	14	8	7	8,35			58,45	
PARTER	15	10	7	3,25				22,75
	16	8	14	6,10			85,40	
	17	10	14	2,70				37,80
	18	6	14	6,10		85,40		
	19	6	7	1,20	8,40			
	20	6	5	1,65	8,25			
	21	6	7	1,75	12,25			
	22	6	5	1,35	6,75			
	23	6	11	1,40	15,40			
	24	6	11	2,30	25,30			
	25	6	6	1,60	9,60			
	26	6	8	1,95	15,60			
	27	6	23	2,50	57,50			
Lungimi pe diametru [m]					159,05	558,25	485,5	60,6
Masa pe metru [kg/m]					0,222	0,222	0,394	0,617
Masa pe diametru [kg]					35	124	191	37
MASA TOTALA [KG]					**35**	**353**		

CAP. 6 SCĂRI DE BETON ARMAT MONOLIT

6.1 GENERALITAȚI

Scara trebuie să fie un element de construcție în care se îmbină armonios soluția funcțională și arhitecturală, cu soluția de rezistență. Materialul folosit la executarea scărilor depinde de materialul din care se execută clădirea. Trebuie însă să ținem seama de importanța scărilor în caz de evacuare forțată. Din acest punct de vedere este indicat să folosim materiale cu rezistențe mecanice și la foc ridicate.

Cel mai frecvent folosit material este betonul armat, chiar și la clădiri executate din alte materiale. Aceasta datorită avantajelor pe cale le prezintă: sunt incombustibile, prezintă deformații mici, au capacitate portantă mare și posibilități variate de formă și finisare. Dintre scările de beton armat la clădirile civile cele mai întâlnite sunt scările din beton armat monolit.

Indiferent de materialul și tipul scării alese la proiectare se impune realizarea unui calcul funcțional al acesteia. Calculul funcțional al scărilor se face în conformitate cu prevederile menționate în capitolul 2.

Scările din beton armat monolit se execută prin turnarea pe loc a betonului într-un cofraj care reproduce exact forma intradosului scării.

Din punctul de vedere al execuției, treapta propriu-zisă se poate realiza:

- din beton armat, turnat odată cu placa rampei (figura 6.1a);
- din beton simplu, turnat ulterior execuției rampei (figura 6.1b);
- sub formă de placă subțire cutată, formată din trepte și contratrepte (figura 6.1c); în acest caz elementul principal de rezistență este contratreapta, care trebuie concepută și realizată ca o nervură, iar treapta este elementul secundar (placa), care reazemă pe nervură;

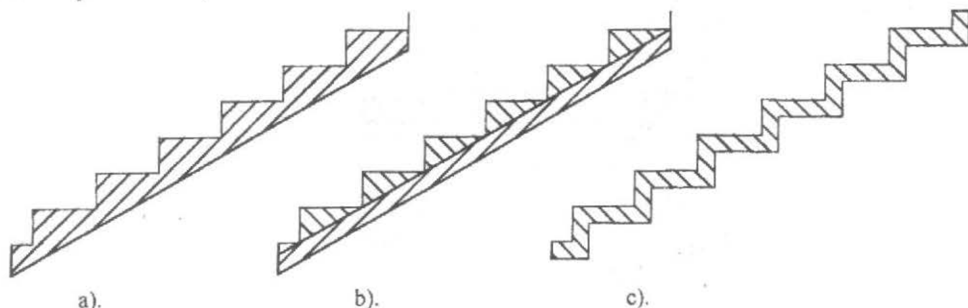


Figura 6.1 – Posibilități de execuție a scărilor din beton armat

În funcție de modul de rezolvare a structurii de rezistență se disting următoarele tipuri reprezentative de scări realizate din beton armat monolit:

- cu trepte independente sau cu rampe scoase în consolă din zidăria casei scării (figura 6.2a); din grinzi de vang amplasate central (figura 6.2b) sau dintr-un pilon central. Încastrarea trebuie asigurată pe minimum 25 cm în ziduri de cărămidă și 15 cm în ziduri de beton. Scările realizate în consolă se recomandă a se folosi până la deschideri de 1,50 m; în cazul unor lungimi mai mari se poate realiza suspendarea treptelor în consolă, cu tiranți metalici, de tavan sau de podestul imediat superior;

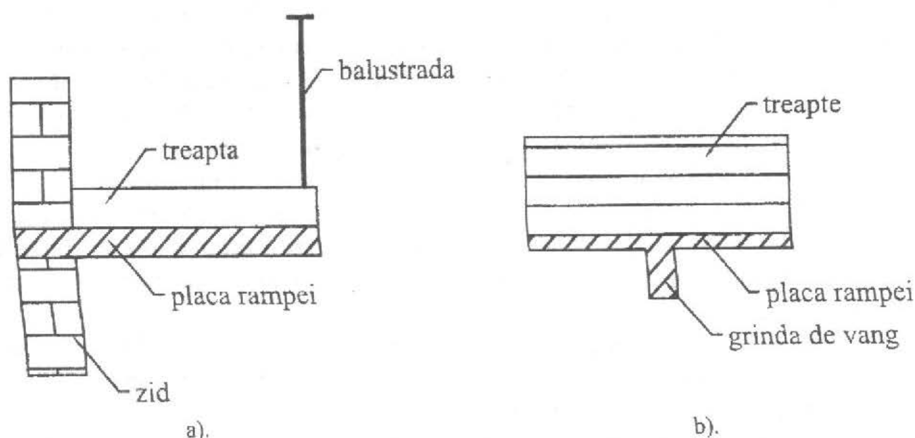


Figura 6.2 – Scări în consolă

- rezemate pe ziduri de cărămidă (figura 6.3);

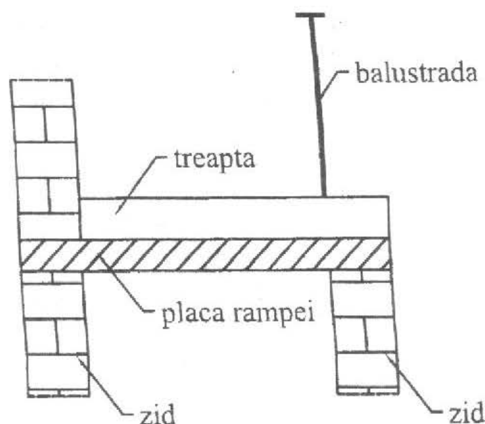
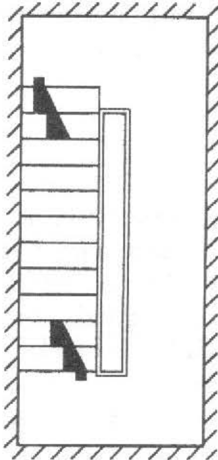
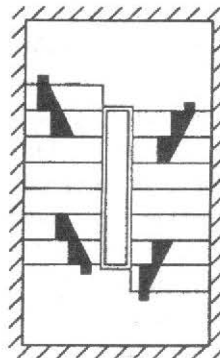


Figura 6.3 – Scară rezemată pe ziduri de cărămidă

- din plăci înclinate (rampe) şi plăci orizontale (podeste), întreg ansamblul astfel format, fiind simplu rezemat sau parțial încastrat pe conturul exterior al casei scării realizat din pereți portanți sau cadre (figura 6.4); aceste scări sunt utilizate în special la clădiri civile deoarece asigură un intrados neted cu aspect estetic plăcut;





a).scară cu o singură rampă b).scară cu două rampe

Figura 6.4 – Scări din beton armat monolit, fără grinzi

- din plăci înclinate şi orizontale (respectiv rampe şi podeste) rezemate simplu sau parțial încastrate în grinzi de podest sau de vang, care transmit încărcările structurii de rezistență a clădirii (figura 6.5);

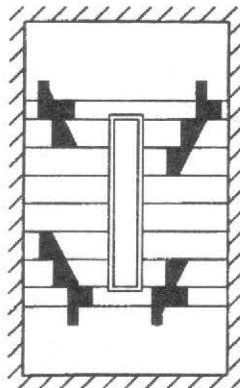


Figura 6.5 – Scară din beton armat monolit cu grinzi de podest

Dintre tipurile de scări menționate cel mai frecvent întâlnite la construcțiile de locuit sunt scările cu grinzi de podest şi scările fără grinzi de podest care reazemă prin intermediul plăcii podestului.

6.2 CALCULUL SCĂRILOR

Evaluarea încărcărilor pe m^2 pentru calculul scărilor se face în mod similar cu evaluarea încărcărilor de la calculul planşeelor prezentată la cap.5. Scările se calculează la încărcarea din greutatea permanentă (placa de rezistenţă şi treptele) şi încărcarea utilă corespunzătoare. În funcţie de tipul scării se vor considera scheme statice corespunzătoare.

Scara cu grindă de podest

Podestul se reazemă pe trei laturi pe pereţii casei scării, iar pe a patra pe o grindă aşezată sub linia de frântură la intersecţia cu rampa, numită grindă de podest. Tot pe acestă grindă se descarcă rampa, ea fiind alcătuită dintr-o placă înclinată.

Calculul se face considerând un sistem static de grindă continuă pe direcţia rampei şi de grindă cu o singură deschidere pe direcţia lungă a podestului (figura 6.7). În funcţie de raportul laturilor, podestul se descarcă pe una sau două direcţii.

Pentru simplificarea calculelor, secţiunea fâşiei de calcul se ia unitară.

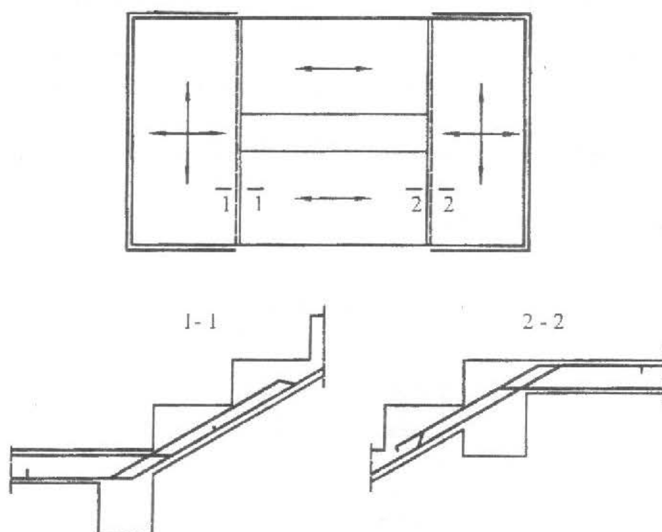


Figura 6.7 – Scară cu grinzi de podest

Placa se execută monolit şi este continuă pe reazemul format de grindă. În secţiune rampa se prezintă ca o dală independentă de pereţi, aceasta simplificând substanţial execuţia.

Calculul ariilor de armătură şi armarea scărilor se face cu respectarea tuturor prescripţiilor de alcătuire pentru plăci.

În figura 6.8 este exemplificată armarea scării la construcţia prezentată în capitolul 2. În tabelul 6.1 se prezintă extrasul de armătură pentru cele două rampe ale scării.

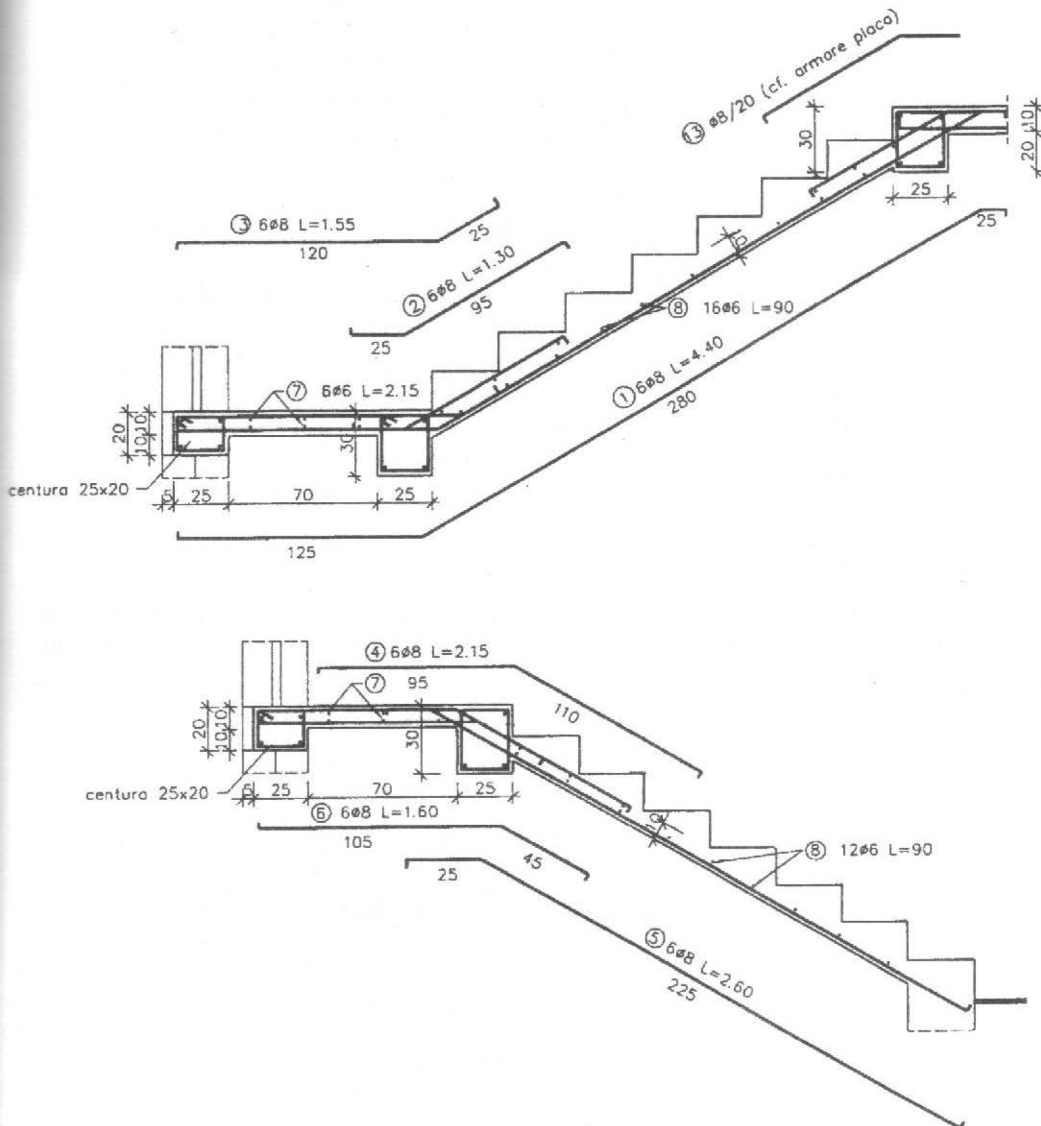


Figura 6.8 – Plan cofraj şi armare scară

Tabelul 6.1

EXTRAS DE ARMATURA						
Element	Marca	ϕ	Nr. bare	Lungimea unei bare [m]	Lungimi pe ϕ	
					OB37	PC52
					ϕ 6	ϕ 8
SCARA	1	8	6	4,40		26,40
	2	8	6	1,30		7,80
	3	8	6	1,55		9,30
	4	8	6	2,15		12,90
	5	8	6	2,60		15,60
	6	8	6	1,60		9,60
	7	6	6	2,15	12,90	
	8	6	28	0,90	25,20	
Lungimi pe diametru [m]					38,10	81,6
Masa pe metru [kg/m]					0,222	0,394
Masa pe diametru [kg]					8	32
MASA TOTALA [KG]					**8**	**32**

Calculul grinzii de podest

Grinda de podest a aceleiași scării se consideră rezemată pe pereții casei scărilor, încărcată cu o sarcină uniform distribuită provenită din greutatea ei proprie, respectiv rampa și podestul.

Se propune pentru grinda de podest o secțiune 250 x 300 mm.

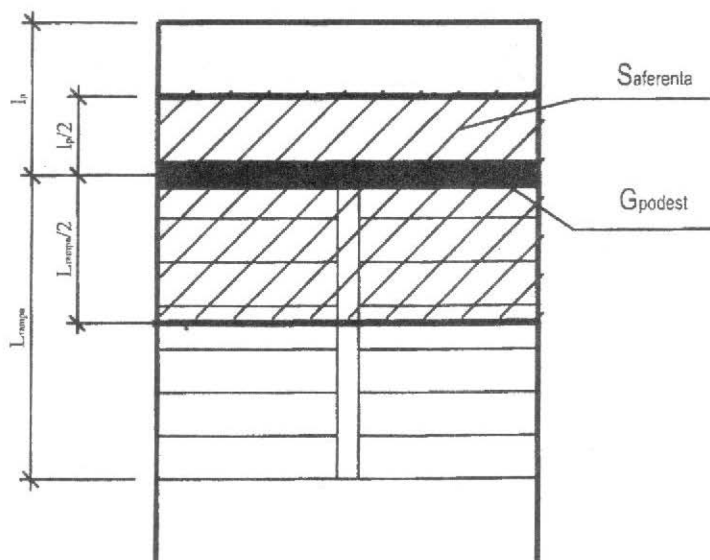


Figura 6.9 - Suprafața aferentă de pe care preia grinda încărcarea

Evaluarea încărcărilor ce acţionează pe grindă:

- încărcarea permanentă din greutatea rampei rampei şi podestului

$$g^c = S_{af} \times g_{rampă} = 2.15\ (0{,}5 + 1 / \cos\alpha)\ \frac{510}{2.15} = 885\ \text{daN/m}$$

- încărcarea utilă

$$q^c = 2.15 \times 1.5 \times 390 = 585\ \text{daN / m}$$

- încărcarea permanentă din greutatea proprie a grinzii de podest

$$g^c = 1{,}1 \times 0{,}25 \times 0{,}30 \times 2500 = 206\ \text{daN/m}$$

Încărcarea uniform distribuită ce acţionează pe grinda de podest este

$$g^c_{total} = 885 + 585 + 206 = 1676\ \text{daN/m}$$

Momentul maxim este la mijlocul deschiderii

$$M = \frac{g^c_{total} \cdot l^2}{8} = \frac{1676 \cdot 2.15^2}{8} = 969\ \text{daNm} = 969 \times 10^4\ \text{Nmm}$$

$$m = \frac{M}{b \cdot h_0^2 \cdot R_c} = 0{,}04 \rightarrow p = 0{,}18$$

$$A_a = p\frac{bh_0}{100} = 0{,}18\frac{250 \cdot 275}{100} = 124\text{mm}^2$$

$h_o = h - a = 300 - 25 = 275$ mm

$R_c = 12{,}5$ N/mm^2

$A_a = 1{,}24$ cm$^2 \rightarrow$ adică 2 ϕ 10

Armarea transversală se face cu etrieri din OB37 (ϕ 6 / 10).

Verificarea la forţă tăietoare:

- deoarece secţiunea grinzii este alcătuită fără armături înclinate forţa tăietoare trebuie să fie preluată doar de beton şi etrieri (ϕ 6 / 10 – OB37).

$$Q_{eb} = 2\sqrt{bh_0^2\sqrt{p}m_t R_t q_e} - nA_e m_{at} R_a =$$

$$= \sqrt{250 \times 275^2 \sqrt{0{,}45} \times 1 \times 95{,}1} - 95{,}1 \times 100 = 59948\ \text{N} = 5995\ \text{daN}$$

$$q_e = \frac{nA_e m_{at} R_a}{a_e} = \frac{2 \times 28{,}3 \times 0{,}8 \times 210}{100} = 95{,}1$$

Forţa tăietoare maximă este pe reazem

$$Q_{max} = 1676 \times 2.15 / 2 = 1801\ \text{daN}$$

$$Q_{eb} = 5995\ \text{daN} > Q_{max} = 1801\ \text{daN}$$

În figura 6.10 şi în tabelul 6.2 sunt date planul de cofraj respectiv extrasul de armătură pentru cele două grinzi de podest identice ale scării.

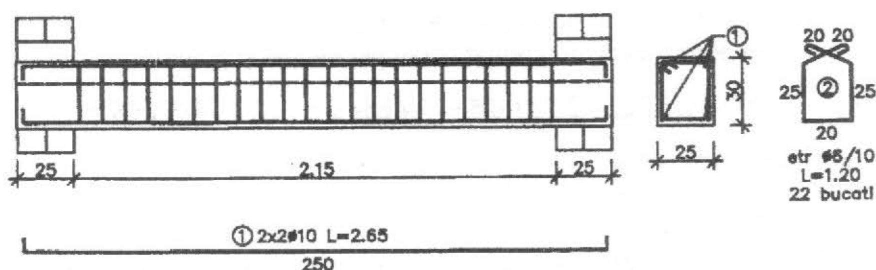


Figura 6.10 – Plan cofraj şi armare grindă de podest – 2 bucăţi

Tabelul 6.2

EXTRAS DE ARMATURA							
Element	Marca	ϕ	Nr. bare		Lungimea unei bare	Lungimi pe ϕ	
						OB37	PC52
			Intr-un el.	In toate el.	[m]	ϕ 6	ϕ 10
GRINDA DE PODEST	1	10	4	8	2.65		21.20
	2	6	22	44	1.20	52.80	
Lungimi pe diametru [m]						52.80	21.2
Masa pe metru [kg/m]						0.222	0.614
Masa pe diametru [kg]						12	13
MASA TOTALA [KG]						**12**	**13**

Rezistenţele caracteristice şi valorile de bază ale rezistenţelor de calcul ale betonului sunt prezentate în tabelul 6.3.

Tabelul 6.3

Tipul rezistenţei			Simbol	Clasa de beton							
				C4/5 (Bc5)	C6/7,5 (Bc7,5)	C8/10 (Bc10)	C12/15 (Bc15)	C16/20 (Bc20)	C20/25 (Bc25)	C25/30 (Bc30)	C28/35 (Bc35)
Rezistenţele caracteristice ale betonului, N/mm²											
Compresiune			R_{ck}	4,5	6,4	8,5	12,5	16,6	20,5	24,3	28,0
Întindere	Beton obişnuit		R_{tk}	-	0,76	0,92	1,19	1,43	1,65	1,86	2,03
	Beton cu agregate uşoare cu subcateg. de densitate	1,6			0,59	0,72	0,93	-	-	-	-
		1,7...1,8			0,64	0,77	1,00	1,20	1,38	1,56	-
		1,9...2,0			-	-	-	1,23	1,42	1,59	1,74
Rezistenţele de calcul ale betonului, valori de bază, N/mm²											
Compresiune			R_c^*	3,2	4,7	6,5	9,5	12,5	15,0	18,0	20,5
Întindere	Beton obişnuit		R_t^*	-	0,50	0,60	0,80	0,95	1,1	1,25	1,35
	Beton cu agregate uşoare cu subcateg. de densitate	1,6		-	0,40	0,50	0,65	-	-	-	-
		1,7...1,8		-	0,45	0,55	0,70	0,80	0,90	1,00	-
		1,9...2,0		-	-	-	-	0,85	0,95	1,05	1,10
Echivalarea dintre clasele şi mărcile de beton				B 75	B 100	B 150	B 200	B 250	B 350	B 400	B 450

* Valorile sunt rezultatul multiplicării cu un coeficient suplimentar egal cu 0.95

CAP 7. ALCĂTUIREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE

7.1 PREVEDERI GENERALE DE ALCĂTUIRE

În prezentul capitol sunt date prevederile generale de alcătuire a structurilor din zidărie portantă din cărămizi pline şi cărămizi şi blocuri ceramice cu goluri. Deasemenea este prezentat calculul structurilor din zidărie portantă la sarcini gravitaţionale conform normativelor în vigoare [26], [54].

Având în vedere performanţele slabe la acţiuni seismice ale structurilor din zidărie nearmată, domeniul de aplicabilitate al acestora se limitează la construcţii cu regim de înălţime redus, amplasate în zone cu intensitate seismică redusă (maxim P+1E în zona seismică de calcul C atunci când planseele se comportă ca o şaibă rigidă şi maxim construcţii P în cazul în care planşeul nu realizează şaiba rigidă).

În zonele seismice de calcul A şi B este interzisă realizarea de construcţii din zidărie nearmată (simplă).

Clădirile cu pereţi structurali din zidărie nearmată sunt acelea la care pereţii nu sunt întăriţi cu stâlpişori din beton armat monolit sau cu armături dispuse în masa zidăriei sub diferite alcătuiri.

Pentru utilizarea structurilor din zidărie în zonele seismice A şi B este necesară întărirea pereţilor cu stâlpişori din beton armat (zidărie complexă) sau armarea zidăriei în rosturi orizontale (zidărie armată).

În acest caz se poate merge până la construcţii cu 5 nivele în zona F, 3 nivele în zonele C, D şi F respectiv maxim 2 nivele în zonele A şi B.

Împărţirea teritoriului României în zone seismice de calcul din punct de vedere a valorii coeficienţilor k_s, este dată în figura 7.1 [28].

Înălţimea clădirii se consideră de la nivelul superior al soclului, respectiv al planşeului peste subsol până la nivelul superior al planşeului peste ultimul nivel.

În cazul în care nivelul planşeului peste susbol depăşeşte cu 1,50 m nivelul trotuarului, subsolul se numără ca nivel. În cazul terenului în pantă se consideră înălţimea medie dintre trotuar şi planşeul susbolului.

În cazurile în care ultimul nivel are o înălţime mai mică de 3 m şi acoperă mai puţin de 25 % din suprafaţa construită, aceasta nu se numără ca nivel şi nu se consideră la stabilirea înălţimii clădirii.

În afară de pereţii structurali care au rol portant (gravitaţional) cât şi antiseismic sistemul structural poate include şi stâlpi numai cu rol portant. În toate cazurile este obligatorie dispunerea centurilor de beton armat monolit. Planşeele acestor clădiri trebuiesc de regulă realizate din beton armat monolit sau din elemente prefabricate monolitizate, pentru realizarea efectului de diafragmă pe fiecare nivel al clădirii.

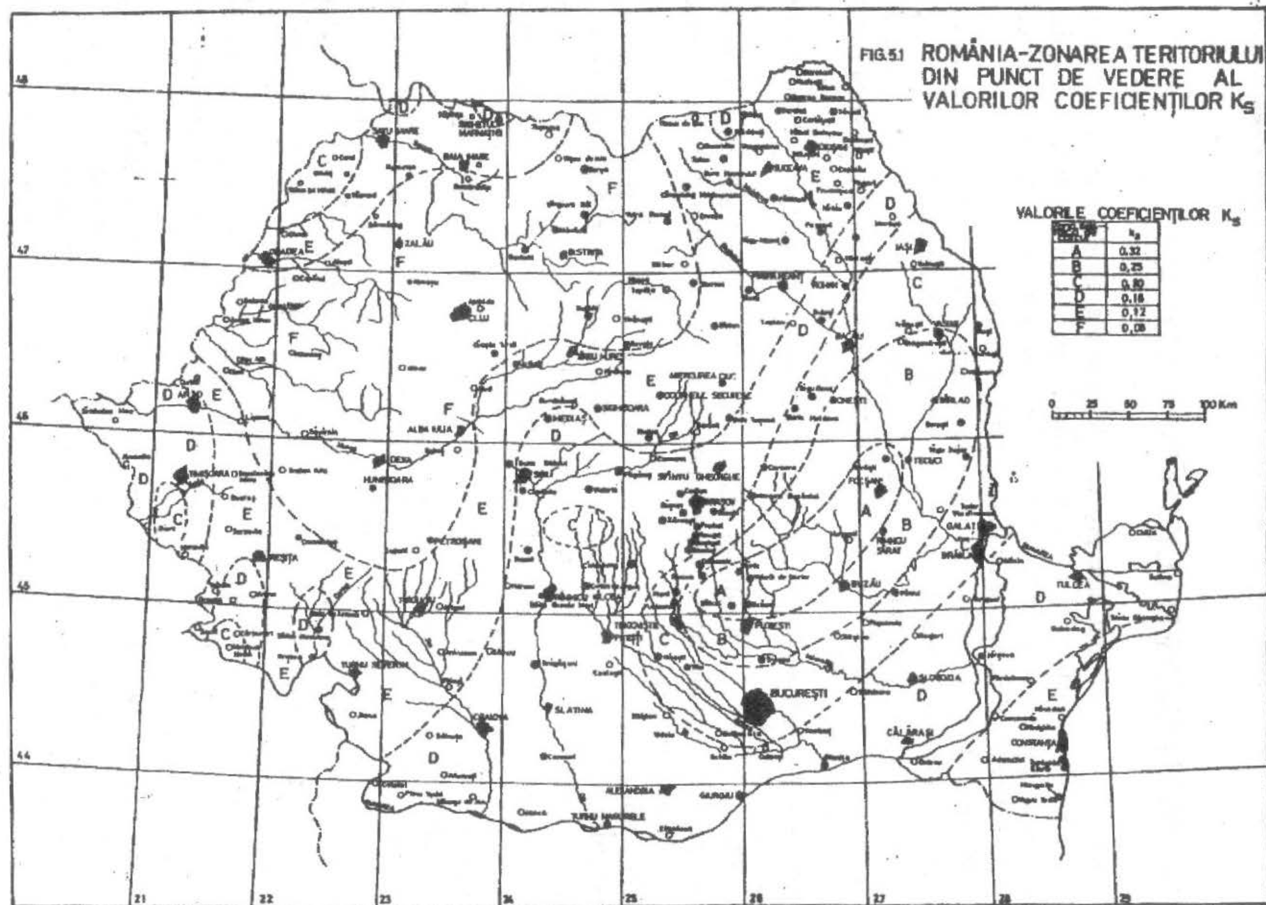


Fig. 7.1 - România – zonarea teritoriului din punct de vedere al valorilor coeficienților k_s

Materiale utilizate

În piesele scrise şi desenate ale proiectului de execuţie se vor preciza următoarele caracteristici ale materialelor prevăzute pentru executarea zidăriei şi a elementelor de beton armat înglobate:

- tipul, calitatea şi marca cărămizilor sau blocurilor;
- tipul şi marca mortarului şi eventualii aditivi ce se vor utiliza;
- tipul şi marca oţelului beton.

În tabelul următor (7.1) sunt date principalele tipuri de cărămizi utilizate la pereţii structurali din zidărie:

Tabelul 7.1

Nr. crt	Material STAS	Format	Domeniul de utilizare			
			Zidărie nearmată		Zidărie armată sau complexă	
			Zona seismică de calcul	Înălţimea clădirii	Zona seismică de calcul	Înălţimea clădirii
1	Cărămizi pline STAS 457 – 86	240 x 115 x 63	Fără restricţii			
2	Cărămizi şi blocuri ceramice cu goluri verticale STAS 5185/2 – 86	290 x 140 x 88 290 x 240 x 138 365 x 180 x 138	Fără restricţii			
		240 x 115 x 88 290 x 240 x 188	E F	≤ 6 ≤ 15	A, B C, D E, F	≤ 6 ≤ 9 ≤ 15
		240x115x138 290x140x138	C,D,E F	≤ 12 ≤ 6	C, D E F	≤ 6 ≤ 9 ≤ 12

Cărămizile şi blocurile ceramice din tabelul 7.2 trebuie să îndeplinească condiţiile prevăzute în standardele respective indicate în acelaşi tabel.

Pentru utilizarea cărămizilor şi blocurilor ceramice la zidăriile portante ale clădirilor trebuie să se respecte raportul de ţesere la punerea în operă.

Raportul de ţesere se exprimă prin raportul dintre lungimea de suprapunere a două cărămizi sau blocuri (l) şi înălţimea cărămizii (h) figura 7.2. Valoarea recomandată a acestui raport este:

$$l/h \geq 0,8 \qquad (7.1)$$

iar valoarea minimă:

$$l/h = 0,4 \qquad (7.2)$$

Lungimea de suprapunere va fi cel puţin 1/4 din lungimea cărămizii sau blocului.

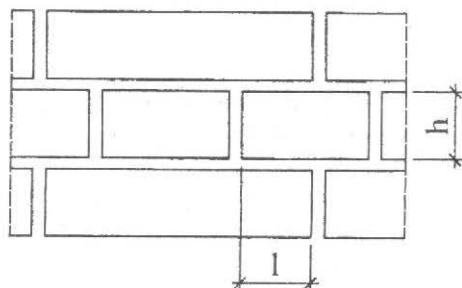


Fig. 7.2 – Raportul de țesere a cărămizilor sau blocurilor

Tipul de cărămidă sau bloc se alege în funcție de condițiile de rezistență și stabilitate, de gradul de protecție antiseismică, de gradul de protecție termică, de economisirea combustibilului în exploatare, reducerea manoperei pe șantier, consumului de ciment, reducerea greutății construcției, etc.

Mărcile cărămizilor și mortarelor pentru structurile din zidărie se vor alege astfel încât să fie satisfăcute condițiile de rezistență și stabilitate ale elementelor structurale.

Mărcile minime de cărămidă sau de blocuri ceramice și de mortar pentru structurile de zidărie portantă pentru zonele seismice de calcul în funcție de înălțimea clădirilor sunt date în tabelul 7.2.

Tabelul 7.2

Nr.crt	Înălțimea clădirii H (m)	Număr maxim de niveluri (n)	Mărci minime de cărămizi și mortar în funcție de zona seismică de calcul					
			A, B (zid complexă sau armată)		C ,D, E		F	
			Marca cărămidă	Marca mortar	Marca cărămidă	Marca mortar	Marca cărămidă	Marca mortar
1	H < 3,5	1	75	50	50	10	50	10
2	3.5...H...6	2	100	50	75	25	75	25
3	6....H...15	5	-	-	100	50	100	25

Tipurile și mărcile de armătură ce se vor utiliza la armătura zidăriei vor fi următoarele:

- pentru armături de rezistență: oțel beton OB 37 și PC 52
- pentru armături constructive , care nu rezultă printr-un calcul de rezistență; oțel beton OB 37 și OB 30

În elementele din beton armat înglobate în zidărie (centuri, buiandrugi, stâlpișori) se va utiliza beton de marcă minimă C8/10.

Armăturile de rezistență, determinate pe bază de calcul din elementele de beton armat vor fi din oțel beton OB 37, PC 52 și PC 60, iar cele constructive din oțel beton OB 37.

Principii de alcătuire a structurilor de rezistență din zidărie

Structurile din zidărie portantă trebuie concepute ca sisteme spațiale, alcătuite din pereți dispuşi de regulă, după două direcții ortogonale şi diafragme (şaibe) orizontale realizate de planşeele clădirilor.

Se vor alege de preferință construcții cu forme în plan regulate, compacte şi simetrice din punctul de vedere al distribuției în plan a maselor, rigidităților şi capacităților de rezistență ale elementelor structurale în vederea limitării efectelor defavorabile de torsiune generală provocate de acțiunea seismică.

În vederea obținerii unei comportări corespunzătoare a structurilor sub acțiunea seismică se va urmări asigurarea unei variații cât mai uniforme pe verticală a rigidităților şi capacităților de rezistență atât a ansamblului structurii cât şi a elementelor structurale componente. Se vor evita alcătuiri structurale cu rigidități şi capacități de rezistență mai reduse la un nivel inferior față de cele superioare.

Alcătuirea planşeelor va asigura de regulă realizarea unor şaibe (diafragme) orizontale cât mai rigide pentru asigurarea conlucrării spațiale a elementelor structurale sub acțiunea sarcinilor seismice.

În vederea asigurării rigidității planşeelor în planul lor, legătura planşeelor cu pereții structurali se va realiza prin centuri de beton armat.

Planşeele de beton armat monolit sunt cele mai indicate pentru stucturile din zidărie portantă amplasate în zone seismice.

În cazul în care alcătuirea constructivă a planşeelor nu conduce la realizarea unor şaibe orizontale rigide, repartiția sarcinilor orizontale seismice la elementele verticiale structurale se va face ținând seama de deformabilitatea planşeelor.

Infrastructura va fi alcătuită astfel încât să formeze un sistem rigid, capabil să transmită la teren încărcările gravitaționale ale clădirii şi să reziste la solicitările provenite din mişcările seismice ale terenului.

Capacitatea de rezistență a elementelor structurale din zidărie se poate spori după necesități prin:

- prevederea de materiale (cărămidă sau bloc şi mortare) de mărci superioare;
- îngroşarea unor pereți structurali în limite raționale;
- înglobarea în zidărie a unor elemente de beton armat monolit, verticale şi orizontale (stâlpişori şi centuri), solidarizate cu zidăria;
- armarea zidăriei.

Funcție de rolul pe care îl îndeplinesc în clădire pereții din zidărie pot fi:

- pereți structurali portanți cu rolul de a prelua sarcini verticale şi orizontale;
- pereți structurali de contravântuire cu rolul de a prelua sarcinile orizontale şi greutatea lor proprie;
- pereți nestructurali ce îndeplinesc numai un rol de compartimentare a volumului clădirii; greutatea lor este preluată prin intermediul planşeelor, de pereții structurali portanți.

În cadrul fiecărei categorii de mai sus vor fi preferate structurile având pereți structurali portanți pe ambele direcții ortogonale ale clădirii.

7.2 ALCĂTUIREA PEREȚILOR PORTANȚI DIN ZIDĂRIE

Grosimea pereților portanți, interiori și exteriori, se va determina prin calcul din condiții de rezistență și stabilitate. Grosimea minimă a pereților portanți va fi de o cărămidă sau un bloc de 24 cm.

Grosimea pereților portanți va trebui să corespundă și condițiilor de izolare termică și evitare a formării condensului determinate funcție de zona climatică în care se amplasează construcția, izolare fonică și prevenire a incendiilor și a efectelor acestora.

În cazul în care grosimea pereților dimensionată în condiții de rezistență și stabilitate nu satisface condițiile de mai sus, proiectantul poate prevede: mărirea grosimii pereților sau adoptarea unor soluții constructive utilizând pereți portanți din cărămidă în combinație cu materiale eficiente izolante termnic, fonic, etc.

Se admite prevederea unui număr redus de pereți portanți cu grosimea de 1/2 cărămidă (14 sau 12,5 cm), având lungimea de max. 5,40 m la clădiri:

- zonele seismice E și F;
- cu maximum 2 niveluri sau la ultimele două niveluri ale clădirilor mai înalte;
- cu înălțimea nivelului de maxim 2,75 m;
- având deschiderea planșeului aferent zidului respectiv de maximum 3,60 m;
- cu planșee din beton armat monolit sau din panouri prefabricate rezemate pe contur.

Înălțimea de nivel definită ca dimensiunea structurală între două planșee nu va depăși de 16 ori grosimea peretelui, cu excepția pereților de 1/2 cărămidă și a celor rigidizați prin stâlpișori și centuri intermediare din beton armat.

Nu se admite ca golurile pentru coșuri să micșoreze grosimea pereților și se va evita amplasarea coșurilor în pereții exteriori.

Pereți de contravântuire

Pereții de contravântuire vor respecta condițiile privind grosimea în mod identic cu cei portanți.

Pereții de contravînture trebuie să fie plani și coplanari pe toată înălțimea construcției.

La clădirile de tip bară cu pereți de contravântuire transversali, se va urmări ca aceștia să lege între ele fațadele opuse.

De regulă, nu se admit pereți în formă de lamă, cu capetele nerigidizate de pereți structurali dispuși perpendicular pe ei. Se admite ca rigidizarea capetelor să se facă cu stâlpișori din beton armat legați de planșee direct sau prin centuri din beton armat.

Pereții de contravântuire se vor executa concomitent cu pereții portanți ortogonali, asigurându-se legătura între pereți prin țesere sau prin stâlpișori de beton armat înglobați în zidărie.

Goluri în pereți

Golurile mari (pentru ferestre, uși, etc) din pereții structurali se vor amplasa și dimensiona astfel ca plinurile dintre ele să satisfacă condițiile necesare de rezistență și stabilitate sub acțiunea încărcărilor verticale și orizontale.

Amplasarea golurilor în pereții structurali din zidărie se va face respectând dimensiunile minime ale plinurilor de zidărie indicate în tabelul 7.3

Tabelul 7.3

Nr crt	Caracteristica geometrică și poziția plinului	Poziția peretelui	U.M.	Mărimea în funcție de zona seismică de calcul a construcției				
				A, B	D,C	E	F	
				<6m	<6m	<16m	<6m	6-15m
1.	Aria plinurilor pereților în secțiune orizontală pe fiecare din cele 2 direcții principale în raport cu aria construită a construcției. (valori orientative)	exterior + interior	%	7,0	5,0	3,5	2,5	3,5
2.	Suma lățimilor plinurilor de zidărie raportată la lungimea totală a peretelui respectiv	exterior interior	% %	55 80	50 75	45 70	40 65	45 70
3.	Lățimea plinurilor de zidărie simplă - la colț (a) - intermediar (b)	exterior exterior	m m	1,5 1,5	1,50 1,25	1,20 1,00	0,90 0,75	1,20 1,00
4.	Lățimea plinurilor de zidărie simplă la margine și intermediar	interior	m	1,5	1,25 sau $1/2h_{gol}$	1,00	0,75	1,00

Valorile date în procente în tabelul 7.3 se determină conform fig. 7.3 și 7.4

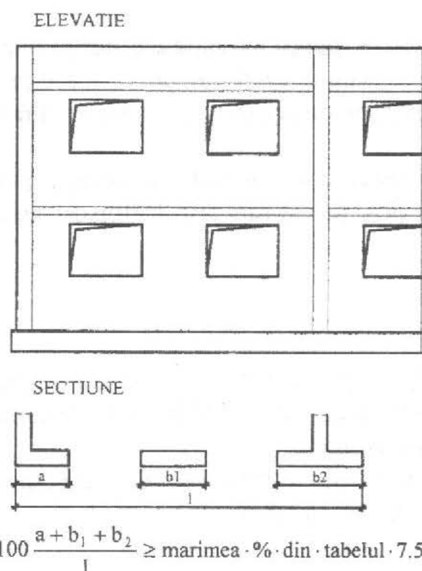


Fig. 7.3 – Goluri în pereți exteriori

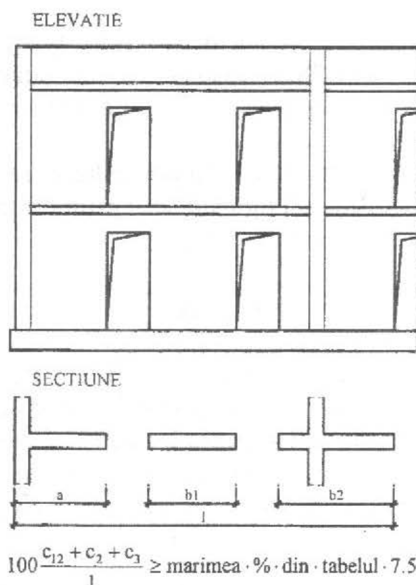


Fig. 7.4 – Goluri în pereți interiori

Se va urmări ca dimensionarea plinurilor de zidărie să fie egale cu un multiplu al lungimii cărămizii sau blocului, dar minimum de 3 ori lungimea cărămizii sau blocului.

În cazul în care nu este posibilă respectarea dimensiunilor plinurilor de zidărie din tabelul 7.3, se admite ca plinul de zidărie (șpaletul) să fie întărit prin plasarea unui stâlpișor din beton armat înglobat în zidărie sau șpaletul să fie înlocuit cu un stâlp din beton armat.

În legătură cu golurile din pereții structurali se mai recomandă: amplasarea lor în pereții mai puțin încărcați, evitarea amplasării lor în pereții mai mult încărcați și poziționarea suprapusă pe vertcală a golurilor, care de regulă, vor avea aceeași lățime.

Întărirea pereților structurali din zidărie

Comportarea pereților structurali din zidărie supuși la acțiunea combinată a sarcinilor verticale (gravitaționale) și orizontale (vânt, seismice) poate fi îmbunătățită prin înglobarea în zidărie de:

- stâlpișori din beton armat;
- centuri din beton armat;
- armături distribuite în rosturile orizontale de zidărie și asigurarea conlucrării acestora cu zidăria.

Stâlpișorii se prevăd pentru sporirea capacității portante și a stabilității pereților la încărcări verticale și deopotrivă pentru sporirea capacității portante a

pereților structurali la acțiunea combinată a sarcinilor verticale (gravitaționale) și orizontale (vânt, seism).

Dispunerea stâlpișorilor pentru sporirea capacității portante și a stabilității pereților la încărcări verticale se face în pereții structurali cu încărcări mari, a căror grosime nu poate fi mărită din motive tehnice, funcționale sau economice și în plinurile de zidărie care nu respectă dimensiunile minime din tabelul 7.3.

Deasemenea se dispun pentru rigidizarea pereților înalți formând împreună cu centurile intermediare o rețea astfel încât suprafața de zidărie încadrată să nu depășească următoarele valori:

- 24 mp pentru zona seismică de calcul F;
- 18 mp pentru zona seismică de calcul E;
- 12 mp pentru zona seismică de calcul A – D.

Pentru sporirea capacității portante la acțiunea combinată a sarcinilor verticale și orizontale se întăresc pereții cu stâlpișori și centuri de beton armat, obținându-se practic panouri de zidărie înrămată pe contur. Efectele avantajoase a înrămării zidăriei se obțin la panouri cu raportul dintre lungime și lățime cuprinse între 1,0...2,0.

Poziția stâlpișorilor rezultă dintr-un calcul de rezistență a pereților sub acțiunea sarcinilor verticale și orizontale. În tabelul 7.4 sunt date regulile de poziționare stâlpișorilor .

Tabelul 7.4

Nr crt	Poziție stâlpișor	Motivare	Înălțimea de dispunere	Zona seismică de calcul a construcției										
				A, B		C, D			E			F		
				înălțimea în m/numărul maxim de niveluri										
				6	6-9	6	6-9	9-15	6	6-9	9-15	6	6-9	9-15
				2	3	2	3	4	2	3	5	2	3	5
1.	La colțuri și intrânduri pe pereții exteriori.	Constructiv pentru preluarea forței tăietoare	Pe toată înălțimea clădirii	×	×	-	×	×	-	×	×	-	-	-
2.	La capetele diafragmelor de zidărie	Constructiv sau prin calcul pentru preluarea întinderilor din compresiune excentrică sau din forță tăietoare.	Pe toată înălțimea clădirii sau la nivelurile la care rezultă necesare din calcul	×	×	-	×	×	-	×	×	-	-	-
3.	În câmpul pereților plini și la încadrarea golurilor de uși	Prin calcul pentru preluarea forței tăietore și a întinderilor din compresiune excentrică.	La nivelurile la care rezultă necesare din calcul	×	×	-	×	×	-	-	×	-	-	-
4.	La intersecții și ramificații de pereți	Constructiv și prin calcul	Pe toată înălțimea	-	×	-	×	×	-	-	-	-	-	-

Alcătuirea stâlpişorilor din beton armat:

Dimensiunile secţiunii stâlpişorilor vor fi corelate cu grosimile pereţilor structurali astfel încât stâlpişorii nu vor depăşi grosimea pereţilor dar vor fi minim 20cm.

Aria secţiunii transversale nu va depăşi 900 cm^2. La turnarea stâlpişorilor se va utiliza în general beton de marcă C12/15.

Stâlpişorii din pereţii structurali exteriori vor fi izolaţi termic prin placarea lor la exterior cu materiale termoizolante, în scopul evitărilor punţilor termice.

Pentru realizarea conlucrării stâlpişorilor din beton armat cu zidăria adiacentă se iau măsuri de dispunere a unor bare sau plase de oţel în rosturile orizontale ale zidăriei şi deasemenea se prevăd pene de beton prin executarea zidăriei în ştrepi:

În figurile următoare (7.5; 7.6) sunt prezentate principiile de realizare a solidarizării stâlpişorilor cu zidăria şi detalii caracteristice de realizare a stâlpişorilor de beton armat:

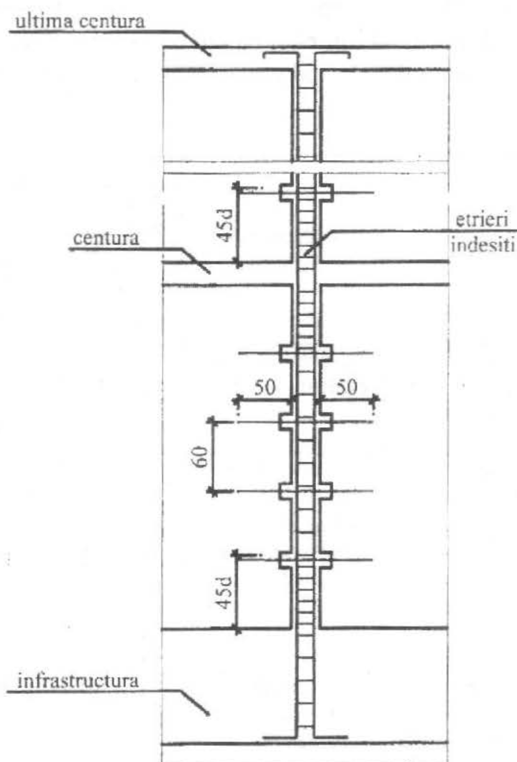


Fig. 7.5 – Solidarizarea stâlpişorilor cu zidăria – elevaţie

Armarea longitudinală a stâlpişorilor se face de regulă cu bare din oţel PC52 rezultate din calculele de rezistenţă.

Dacă aria de armătură rezultată din calculul de rezistenţă este sub procentul minim de armare se adoptă o armare constructivă minimă cu 4Ø10 PC52 sau cu 4Ø12 OB37. Procentul de armare nu va depăşi 1,2 % din secţiunea de beton a stâlpişorilor.

Etrierii vor fi prevăzuţi în mod curent din bare de oţel OB37 Ø6 mm/20 cm, îndesiţi la 10cm în zonele de înnădire a barelor longitudinale, precum şi la partea superioară a stâlpişorilor, sub centură, pe o lungime de minim 50cm.

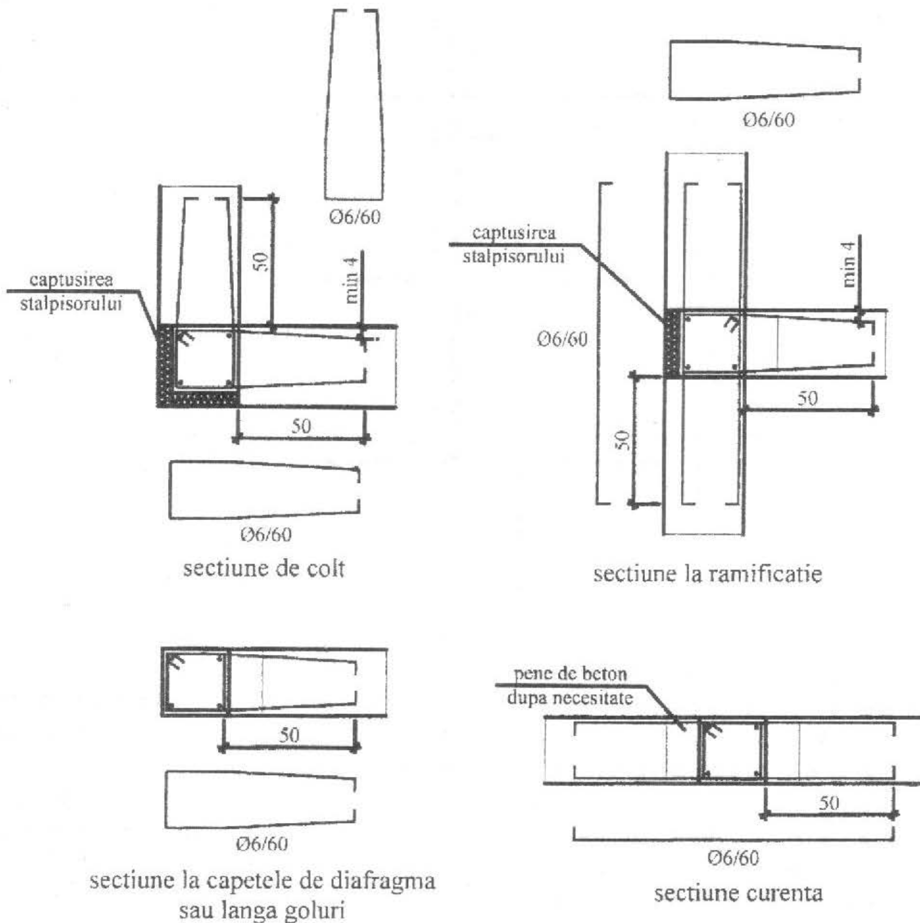


Fig. 7.6 – Solidarizarea stâlpişorilor cu zidăria - detalii

La construcţiile situate în zona seismică de calcul E sau mai defavorabil, înnădirea barelor longitudinale întinse se va face prin suprapunerea pe o lungime minimă egală cu 40 de diametre. Ancorarea barelor în centura ultimului nivel se va face pe o lungime de 20 de diametre. Barele din oţel beton OB37 vor fi terminate cu

ciocuri în mod obligatoriu. Deasemenea nu se vor înnădi prin suprapunere în aceeaşi secţiune mai mult de 50% din barele întinse.

Barele sau plasele de oţel dispuse în rosturile orizontale ale zidăriei vor fi minimum Ø6 mm/60cm, pătrunzând 50cm în zidărie sau până la marginea golului când distanţa de la stâlpişor la gol este mai mică de 50cm.

Penele de beton se obţin prin practicarea ştrepilor în zidărie realizându-se astfel o conlucrare mai bună între stâlpişor şi zidărie. Un detaliu de realizare a ştrepilor este prezentat în figura 7.7:

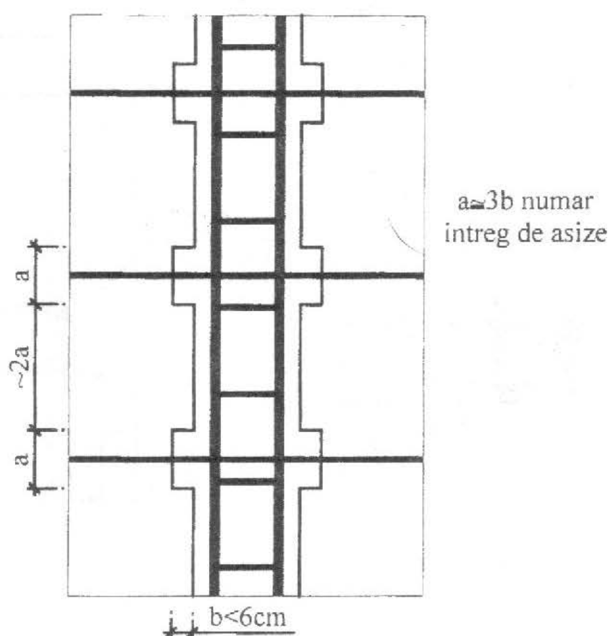


Fig. 7.7 – Detaliu realizare pene de beton.

La nivelul planşeelor, stâlpişorii vor fi legaţi monolit cu centurile din beton armat. În cazul în care stâlpişorii preiau eforturi de întindere datorită acţiunii seismice aceştia vor fi ancoraţi în infrastructură pe distanţa de minim 1,00m.

La construcţiile cu subsol în cazul în care se prevăd centuri atât la partea superioară cât şi la partea inferioară a pereţilor subsolului, stâlpişorii se vor prelungi până la nivelul centurii inferioare. În cazul în care stâlpişorii transmit numai eforturi de compresiune armătura se poate ancora numai în centura prevăzută la nivelul planşeului parterului.

Centurile de beton armat de la nivelul planşeelor se vor prevedea în mod obligatoriu în pereţii structurali din zidărie la nivelul fiecărui planşeu al clădirii. Ele vor alcătui o reţea închisă şi continuă pe toată suprafaţa nivelelor construcţiei.

Centurile trebuie să asigure:

- transmiterea directă a sarcinilor gravitaționale din planșeele clădirii la pereții structurali și de la nivelurile superioare la cele inferioare ale acestora;
- transmiterea forțelor de inerție (ce apar la nivelul planșeelor ca răspuns al clădirii la mișcările seismice) la pereții structurali;
- preluarea eforturilor de întindere ce apar în pereții structurali sub acțiunea sarcinilor orizontale seismice, efectul tasărilor neuniforme sau al variațiilor de temperatură.

De asemenea, prin conlucrarea cu planșeele clădirii, centurile participă la preluarea eforturilor de întindere sau compresiune ce apar în șaiba orizontală, formată de planșee, solicitată în planul ei de forțe de inerție seismice.

Lățimea centurilor va fi de regulă egală cu grosimea peretelui structural pe care îl întărește (min. 24 cm), iar înălțimea lor va fi mai mare decât grosimea planșeului.

În cazul planșeelor monolite înălțimea minimă a centurii va fi de 20 cm (fig.7.8a).

În cazul clădirilor cu max 2 niveluri proiectate pentru zona F de calcul și a celor cu 1 nivel pentru zona E, se admite prevederea de centuri cu înălțimea egală cu grosimea planșeelor (fig. 7.8b).

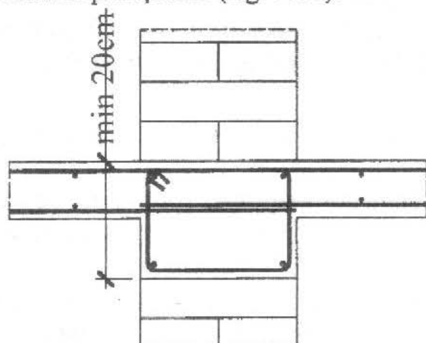


Fig. 7.8a – Centură la perete interior

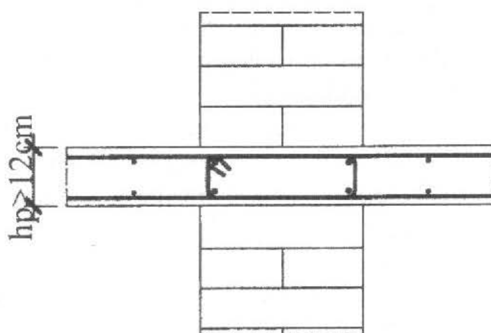


Fig. 7.8b – Centură cu înălțimea egală cu grosimea planșeului

Centurile prevăzute în pereții exteriori vor fi protejate termic, spre exterior, pentru a nu crea punți termice (fig. 7.9).

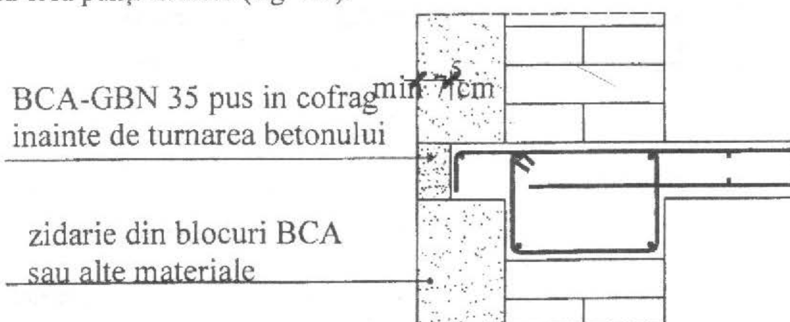


Fig. 7.9 – Centură la perete exterior

Armarea longitudinală a centurilor prevăzută în pereții structurali interiori se va face de regulă cu bare din oțel PC 52 sau PC 60 rezultate din calculele de rezistență; aria minimă de armătură va fi prevăzută conform valorilor din tabelul 7.5.

În cazul în care pentru toate centurile unui nivel, ariile de armătură rezultă din calcul mai mici decât valorile din tabelul 7.5, armarea centurilor la nivelul respectiv se va face constructiv cu bare din oțel OB 37 cu ariile minime corespunzătoare prevăzute în tabel.

Tabelul 7.5

Înălțimea clădirii	Numărul maxim nivele	Aria minimă de armături pentru gradul de protecție antiseismică – cm^2			
		A, B	C, D	E	F
< 3,5	1	3,50 (4,50)	2,50 (3,50)	2,00 (3,00)	2,00 (3,00)
3,5...6,0	2	5,50 (6,50)	3,50 (4,50)		
6,0...15	5	-	4,5 (5,5)	2,50 (3,50)	

Valorile din paranteze reprezintă arii minime de armătură pentru armarea constructivă a centurilor cu bare din oțel OB37. Pentru clădirile cu 2 niveluri din zona A de calcul antiseismic, armarea minimă va fi de 4,50 cm^2 oțel PC52 sau PC60, sau 5,50 cm^2 oțel OB37.

Diametrul minim al barelor ce se vor utiliza în centuri: ∅ 8 pentru bare din PC52 și PC60 și ∅ 10 pentru cele din OB37.

Secțiunea armăturilor longitudinale a centurilor marginale (prevăzute pe pereți structurali de pe conturul clădirii) va fi cu 20 % mai mare decât cea a centurilor interioare.

În cazul planșeelor monolite, se admite să fie considerată ca armătură din centuri și armătura continuă și paralelă cu aceasta situată în planșeu în zonele indicate în figura7.10, cu condiția ca cel puțin 50% din secțiunea minimă de armătură să fie asigurată de barele din centura propriu zisă.

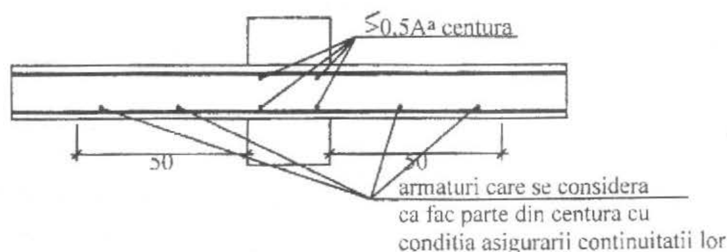


Fig. 7.10 – Armăturile din centură la planșee monolite

Continuitatea barelor din planșeu considerate ca armătură de centură trebuie să fie asigurată prin suprapunere în cazul planșeelor monolit. Barele din centuri vor fi înnădite prin suprapunere pe o lungime de 40 diametre și legare. În aceiași secțiune se

vor înnădi cel mult 50 % din bare, distanța dintre zonele de înnădire fiind de minimum 1 m (figura. 7.11).

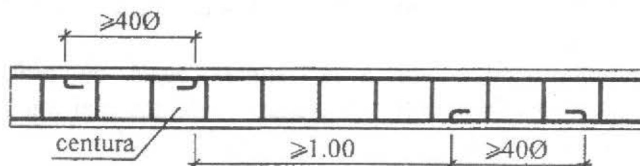


Fig. 7.11 – Înnădirea barelor longitudinale din centuri

Barele longitudinale vor fi ancorate la intersecții pe o lungime de 40 diametre dincolo de marginea centurii în care se ancorează (figura 7.12).

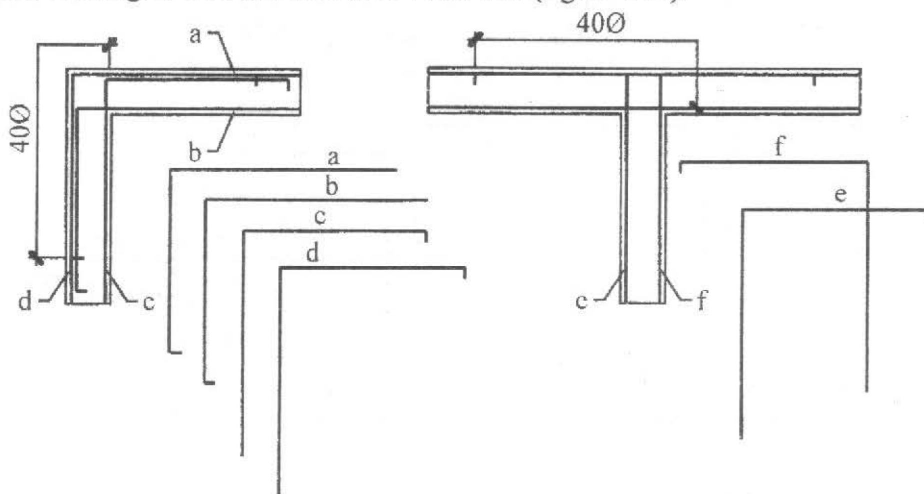


Fig. 7.12 – Ancorarea barelor în centuri la intersecții

În cazul excepțional în care secțiunea de beton a centurii este micșorată în anumite zone datorită unor goluri (de exemplu pentru trecerea unor conducte de instalații), continuitatea armăturilor întrerupte se va asigura prin bare suplimentare (figura 7.13).

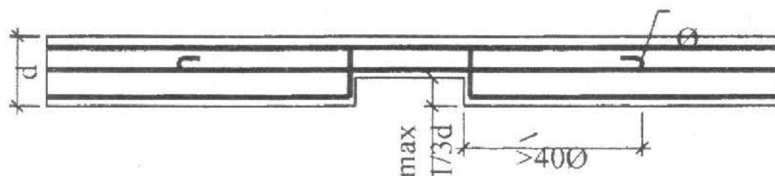


Fig. 7.13 – Continuitatea centurii în secțiuni slăbite

Barele longitudinale ale centurilor vor fi legate cu etrieri sau agrafe OB 37 minimum Ø 6/30 cm.

Barele transversale de ancorare ale elementelor prefabricate precum și barele transversale ale planșeelor monolite pot fi considerate că îndeplinesc funcțiunea etrierilor.

În secțiunile în care centurile sunt supuse solicitărilor din forța tăietoare, etrierii se vor dimensiona ca pentru elemente din beton armat. În porțiunile alăturate stâlpişorilor din beton armat se recomandă îndesirea la 10 cm a etrierilor pe lungimi de cca 50 cm stânga – dreapta.

Centurile intermediare vor avea lățimea egală cu grosimea peretelui, admițându-se în cazul pereților exteriori centuri cu lățime mai mică pentru a putea realiza izolarea termică a acestora, dar nu mai puțin de 24 cm.

Înălțimea centurilor intermediare va fi egală cu cel puțin două rânduri de cărămidă (15 cm).

Distanța maximă pe înălțime între două centuri succesive va fi de 4 m zona F de calcul și de 3 m pentru zonele A...E, fără a depăşi însă suprafețele de zidărie încadrată de centuri şi stâlpişori specificate anterior (figura7.14).

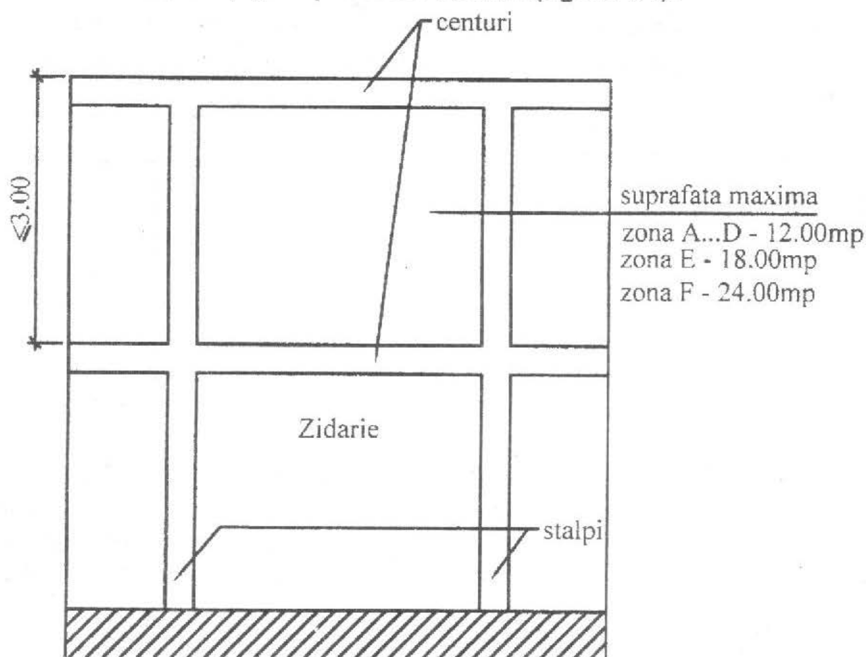


Fig. 7.14 – Rigidizarea pereților cu centuri şi stâlpişori

Armarea zidăriei

Armăturile distribuite din rosturile orizontale se pot prevede pentru asigurarea unor legături suplimentare în vederea conlucrării pereților structurali ortogonali care se intersectează şi deasemenea pentru preluarea eforturilor principale de întindere ce apar în pereții structurali solicitați simultan de sarcini verticale şi orizontale.

Pentru asigurarea conclucrării pereților ortogonali care se intersectează va fi prevăzută armarea în rosturile orizontale la colțurile şi ramificațiile exterioare, în cazul în care nu sunt prevăzuți stîlpişori din beton armat, la clădirile cu înălțimea mai mare

de 6,00 m proiectate în zona E şi la cele cu înălţimea maximă 6,00 m proiectate pentru zonele C şi D.

Armarea se va face cu bare din oţel OB 37 de regulă 2 ∅ 6/60 cm. Armăturile se dispun în treimile exterioare ale grosimii zidului, cu o acoperire laterală de minimum 4cm (figura 7.15).

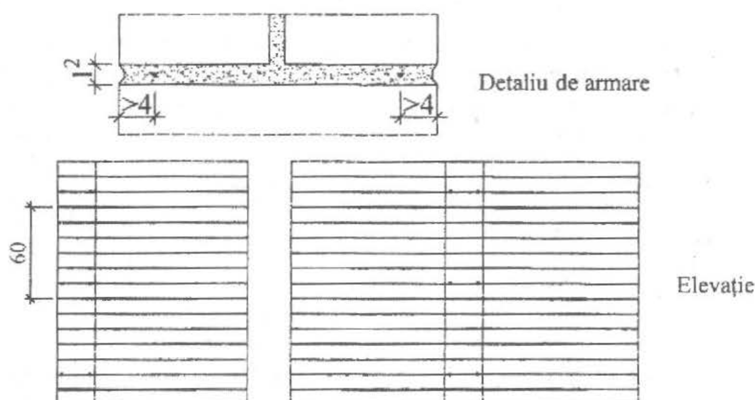


Fig. 7.15 – Poziţia armăturilor în zidărie

Lungimea pe orizontală a colţului sau ramificaţiei sau până la marginea golului, când acesta este situat mai aproape de 1,00 m de colţ sau ramificaţie (figura 7.16).

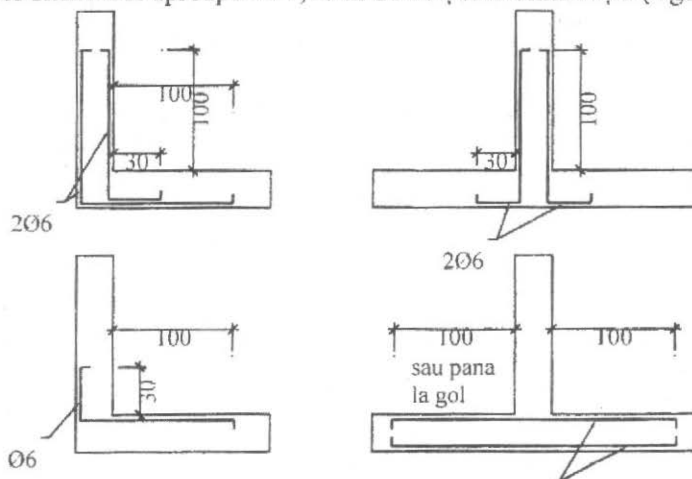


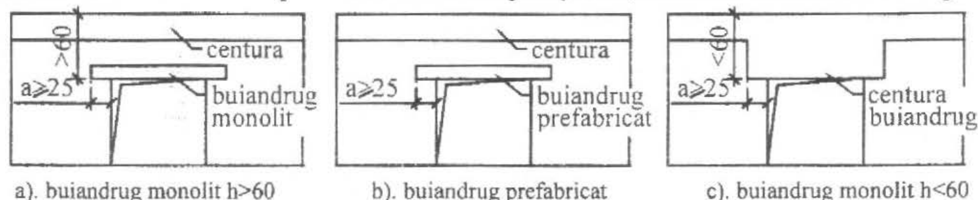
Fig. 7.16 – Armarea colţurilor şi ramificaţiilor

Buiandrugii

Golurile mari (pentru ferestre, uşi, etc), prevăzute în pereţii structurali, vor fi mărginite la partea superioară de buiandrugi din beton armat turnaţi monolit sau prefabricaţi (figura 7.17a şi 7.17b).

Buiandrugii monoliți și prefabricați vor avea de regulă secțiuni transversale egală cu grosimea peretelui structural (minimum 24 cm), iar înălțimea de minimum 1/5 din lumina golului. Distanța dintre partea superioară a buiandrugului și cota inferioară a centurii de la nivelul planșeului se va completa cu zidărie și va fi egală cu un număr întreg de asize de zidărie.

În cazul în care diferența de nivel dintre cota inferioară buiandrugului și cea superioară a planșeului nu depășește 60 cm (fig. 7.18c), buiandrugii din beton armat monolit se vor executa împreună cu centurile planșeelor, formând centuri buiandrugi.



a). buiandrug monolit h>60 b). buiandrug prefabricat c). buiandrug monolit h<60

Fig. 7.17 – Buiandrugi

Lungimea de rezemare a buiandrugilor va fi de minimum 25 cm. La clădirile din zonele seismice A...D se recomandă lungimi sporite de rezemare, multiplu de o jumătate de cărămidă sau bloc.

În cazul în care distanța dintre capetele a doi buiandrugi rezultă ≤ 50 cm, se va prevedea un singur buiandrug continuu pentru ambele goluri vecine.

În cazurile speciale, în care golurile mari din pereții structurali sunt bordate pe vertcală cu stâlpișori din beton armat, buiandrugii respectivi se vor executa monoliți cu aceștia.

Buiandrugii din pereții structurali exteriori vor fi izolați termic, spre exterior, în mod asemănător cu centurile în vederea evitării formării unor punți termice.

Armarea buiandrugilor va rezulta pe baza unui calcul de rezistență ce ia în considerare solicitările ce revin buiandrugilor din acțiunea simultană a sarcinilor gravitaționale și orizontale.

7.3 ALCĂTUIREA PEREȚILOR NEPORTANȚI DIN ZIDĂRIE

Pereți despărțitori

Pereții despărțitori executați din zidărie din cărămidă plină au grosimea de jumătate de cărămidă (12,5cm) sau o cărămidă pe cant (7,5cm). Ei se vor fixa la partea inferioră în pardoseală, prin executarea pardoselilor după cea a pereților și la cea superioară prin împănarea cu mortar de ciment față de planșeele superioare.

Pereții despărțitori se vor rigidiza pe direcție perpendiculară planului lor prin solidarizarea lor cu pereții structurali și cu pereții despărțitori perpendiculari prin țesere

sau ancorare cu bare de oţel beton ∅ 6/60 cm pe înălţime, în rosturile orizontale. Deasemenea se pot prevedea stâlpişorii din beton armat legaţi de zidurile respective cu bare orizontale din oţel beton ∅ 6/60 cm plasate în rosturi;

Sporirea rigidităţii pereţilor despărţitori se poate obţine şi prin armarea lor cu bare de oţel beton ∅ 6 mm sau sârmă ∅ 4 – 5 mm plasate în rosturile orizontale la distanţe de 4 asize.

Înălţimea maximă a pereţilor despărţitori (egală cu distanţa liberă dintre planşeele clădirii) şi suprafaţa maximă a panourilor pline ale acestora (egală cu produsul dintre înălţimea lor liberă şi distanţa dintre două rigidizări se dau în tabelul 7.6 pentru zonele seismice E şi F.

Tabelul 7.6

Nr.crt	Tipul pereţilor	Grosime, cm	Înălţime maximă, m	Suprafaţa maximă m^2
1	Nearmaţi	7,5	2,70	9,00
2		12,5	3,50	21,00
1	Armaţi	7,5	3,00	16,00
2		12,5	4,50	27,00

În cazul în care dimensiunile panourilor pereţilor despărţitori depăşesc valorile indicate în tabelul 7.6, pereţii vor fi rigidizaţi cu contraforţi din zidărie sau stâlpişori din beton armat.

Pereţii despărţitori care nu ajung până la planşeul superior vor fi prevăzuţi la partea superioară cu centuri din beton armat şi vor fi rigidizaţi pe verticală fie cu contraforţi din zidărie, fie cu stâlpişori din beton armat ancoraţi la partea inferioară şi superioară în planşee, în mod obligatoriu marginile zidurilor fiind prevăzute cu astfel de stâlpişori.

Pereţii despărţitori de 7,5 cm grosime se vor executa cu mortar marca 50, iar cei de 12,5 cm grosime cu mortar de marca minimum 25.

Atice şi frontoane

Aticele şi frontoanele de zidărie vor avea grosimea de cel puţin 1/8 din înălţimea de construcţie a acestora, dar minim 1/2 cărămidă.

Aceste elemente se vor rigidiza cu stâlpişori şi centuri continue de beton armat prevăzute la partea lor superioară. Modul de alcătuire şi de dispunere a stâlpişorilor este identic ca şi în cazul stâlpişorilor pentru întărirea pereţilor de zidărie.

Armăturile stâlpişorilor se vor ancora la partea inferioară în centurile planşeului la colţurile şi ramificaţiile pereţilor portanţi şi la partea superioară în centurile continui de beton armat.

La frontoanele cu înălţimi mai mari de 2,0m, se recomandă prevederea şi a unei centuri intermediare.

7.4 VERIFICAREA STRUCTURILOR DIN ZIDĂRIE PORTANTĂ LA ÎNCĂRCĂRI GRAVITAȚIONALE

Pereții structurali (diafragmele) plini sau cu goluri constituie elementele de rezistență vertciale ale stucturilor din zidărie portantă, ce preiau şi transmit fundațiilor încărcările gravitaționale ale clădirilor. Pentru calcul, ei sunt considerați console verticale legate unele de altele în plan orizontal prin planşeele clădirii care realizează legături pendulare.

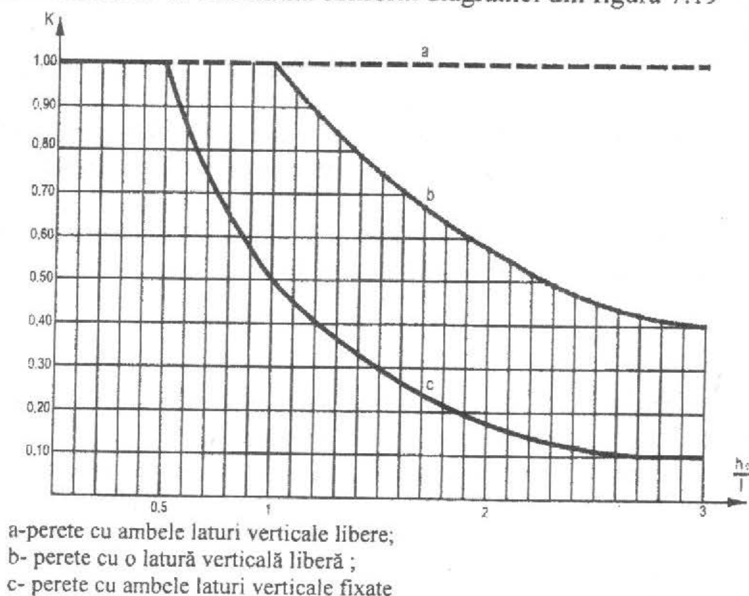
Se va ține seama de fenomenul de piedere a stabilității ținând seama de legăturile pereților în plan orizontal şi vertical cu alte elemente structurale. Astfel în cazul în care sunt îndeplinite condițiile privin alcătuirea şi dispunerea de pereții de rigidizare, iar planşeele sunt alcătuite ca şaibe rigide în planul lor, fenomenul de pierdere a stabilității se produce pe înălțimea unui nivel deoarece pereții se consideră cu legături fixe în dreptul planşeelor. Lunimea de flambaj a peretelui se va stabili funcție de înălțimea liberă a peretelul h_0 conform relației următoare:

$$L_f=K\ h_0 \qquad (7.3)$$

unde:

- h_0 – este înălțimea liberă a peretelui între două planşee succesive;
- K – coef. funcție de legăturile de pe contur ale pereților cu alte elemente ale structurii.

Coeficientul K se determină conform diagramei din figura 7.19



a-perete cu ambele laturi verticale libere;
b- perete cu o latură verticală liberă ;
c- perete cu ambele laturi verticale fixate

Fig. 7.19 – Determinarea coeficientului K

Un calcul acoperitor de verificare a grosimii pereților structurali se face prin determinarea capacității portante a unor fâşii verticale de perete de lățime 1,0m. Se vor alege în acest scop fâşii ce preiau încărcările cele mai mari din pereți şi care prezintă riscul maxim de pierdere a stabilității.

Stabilirea încărcărilor

Determinarea încărcărilor gravitaţionale, transmise pereţilor structurali de planşee, se va face funcţie de modul de transmitere a încărcărilor, ce depinde de tipul planşeului. În cazul planşeelor alcătuite din elemente de suprafaţă (planşee din beton armat monolit), încărcările gravitaţionale se transmit la toţi pereţii de pe contur funcţie de dimensiunile în plan ale plăcilor.

Suprafeţele de descărcare ale planşeului, aferente fiecărui perete, se vor determina considerând liniile de rupere ale acestora înclinate cu unghiuri de 45° faţă de pereţi (fig. 7.20).

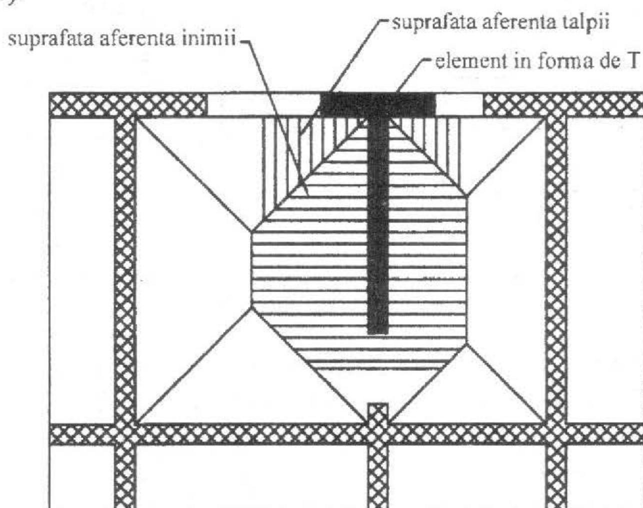


Fig. 7.20 – Stabilirea încărcărilor pe pereţi

Fâşia de perete de lăţime unitară se alege ca şi o porţiune din montant ce preia încărcări verticale maxim posibile.

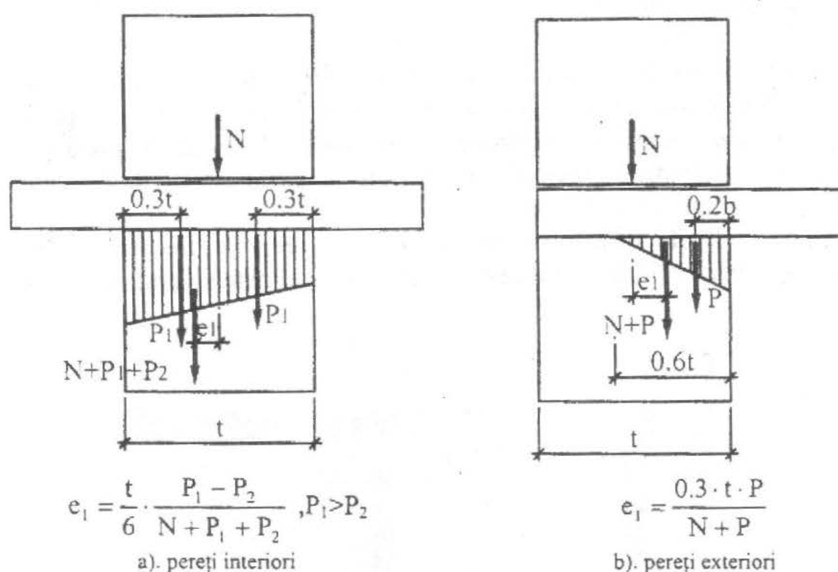
Excentricitatea de aplicare a încărcărilor gravitaţionale

Verificarea pereţilor se va face luând în considerare următoarele excentricităţi de aplicare a încărcărilor gravitaţionale perpendiculare pe axul longitudinal al acestora:

- excentricităţi structurale
- excentricităţi de execuţie,
- excentricităţi datorită acţiunii încărcărilor orizontale perpendiculare pe suprafaţa pereţilor.

Excentricităţile structurale „e_1” provin din:

- rezemarea excentrică a planşeelor (fig. 7.21b)
- deschideri sau încărcări diferite pe planşeele adiacente ale pereţilor (fig. 7.21a)
- suprapunerea excentrică a pereţilor cu grosimi diferite.



$$e_1 = \frac{t}{6} \cdot \frac{P_1 - P_2}{N + P_1 + P_2}, P_1 > P_2$$

a). pereți interiori

$$e_1 = \frac{0.3 \cdot t \cdot P}{N + P}$$

b). pereți exteriori

Fig. 7.21 – Excentricități datorate rezemării excentrice a planșeelor și inegalității încărcărilor

Diagramele de momente încovoieoare datorită aplicării excentrice a încărcărilor gravitaționale se vor considera conform figurii 7.22.

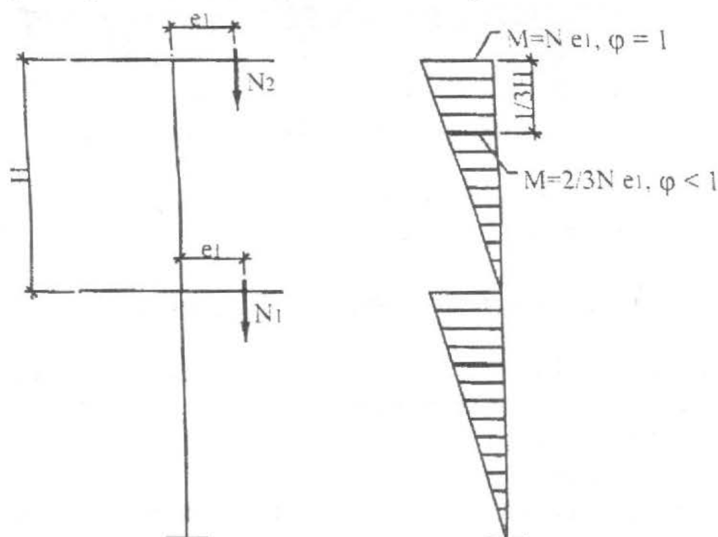


Fig. 7.22 – Diagrama de moment încovoietor la pereți solicitați excentric

Excentricitățile de execuție „e_a" provin din:
- abateri la coaxialitatea pereților
- abateri la verticalitatea pereților
- abateri la grosimea pereților sau neomogenități ale materialelor.

În cazul în care „e_a" nu depășește cea mai mare din valorile:

$$e_a \leq 1{,}0 \text{ cm}; e_a \leq \frac{t}{30}; e_a \leq \frac{h_o}{300} \quad (7.4)$$

unde „t" este grosimea peretelui, iar „h_o" înălțimea liberă dintre planșee, verificarea peretului se va face neglijând excentricitatea „e_a".

Excentricitățile datorită încărcărilor orizontale ce acționează perpendicular pe planul peretelui ce provin din:
- acțiunea vântului „e_v"
- acțiunea cutremurului „e_c"
- împingerea pământului „e_p",

se vor determina funcție de momentele încovoietoare produse de aceste încărcări în secțiunea de calcul a peretelui respectiv:

$$e_v = \frac{M_v}{N}; e_c = \frac{M_c}{N}; e_p = \frac{M_p}{N} \quad (7.5)$$

Diagramele de moment încovoietor datorită încărcărilor orizontale ce acționează perpendicular pe planul peretelui se stabilesc funcție de modul de distribuție a încărcărilor (vânt, seism, împingerea pământului) și de schema statică a peretelui.

Excentricitățile totale de calcul vor fi pentru gruparea fundamentală a încărcărilor:

$e_o = e_l + e_a + e_v$ – pentru pereții exteriori ai suprastructurii (7.6)

$e_o = e_l + e_a + e_p$ – pentru pereții subsolului (7.7)

iar pentru gruparea specială a încărcărilor

$$e_o = e_l + e_a + e_c \quad (7.8)$$

Verificarea secțiunilor de zidărie

Elementele de zidărie se verifică la stările limită de rezistență și de fisurare prin compararea solicitării de calcul cu capacitatea portantă.

În funcție de valoarea excentricității de aplicare a încărcărilor de calcul (e_o), elementele din zidărie simplă solicitate la compresiune se pot afla în una din următoarele situații :
- compresiune centrică când $e_o = 0$;
- compresiune excentrică cu mică excentricitate când $e_o \leq 0{,}45y$ (fig.7.23a);
- compresiune excentrică cu mare excentricitate cînd $0{,}45y < e_o \leq 0{,}9y$ (fig.7.23b).

Nu se admit pentru zidărie simplă excentricități mai mari decât 0,9y.

În relațiile de mai sus e_o reprezintă excentricitatea totală de calcul evaluată ca mai sus, iar y reprezintă distanța da la centrul de greutate la fibra cea mai comprimată a secțiunii așa cum reiese din figura 7.23 a,b

Pentru secțiunile dreptunghiulare înălțimea secțiunii h este egală cu grosimea zidului t iar valoarea y este egală cu jumătate din grosimea zidului.

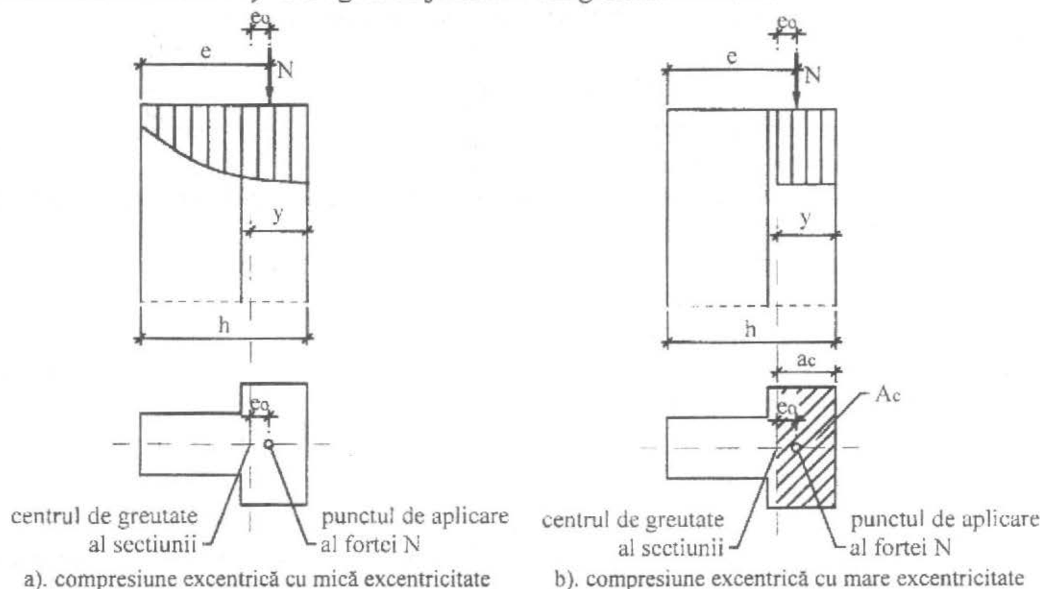


Fig. 7.23 – Schema de calcul pentru compresiune excentrică

Elementele din zidărie din zidărie simplă solicitate la compresiune centrică se calculează cu relația:

$$N \leq \varphi RA \qquad (7.9)$$

în care:

N – încărcarea de calcul din secțiunea cea mai solicitată, acționând centric;

R – rezistența de calcul la compresiune a zidăriei, conform tabelului 7.7;

A – aria secțiunii transversale a elementului din zidărie;

φ - coeficientul de flambaj.

Elementele din zidărie solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mică ($e_o \leq 0,45$ y – fig.7.22a) se calculează, în cazul excentricității transversale (perpendicular pe axul longitudinal al pereților) cu relația:

$$N \leq \varphi RA \psi \qquad (7.10)$$

în care:

N, R, A au aceeași semnificație ca mai înainte;

ψ - coeficient de reducere a capacității portante a elementului solicitat la compresiune excentrică, în funcție de forma secțiunii transversale a elementului din zidărie.

Elementele de zidărie simplă solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mere ($0,9y \geq e_o > 0,45y$ - fig. 7.22b), se calculează cu relația:

$$N \leq \varphi_1 RA\, \psi \qquad (7.11)$$

în care:

$\varphi_1 = \dfrac{\varphi + \varphi_c}{2}$ - coeficientul de flambaj corectat, ținând seama de fisurarea secțiunii elementelor solicitate la compresiune excentrică cu excentricitate mare;

φ - coeficientul de flambaj corespunzător întregii secțiuni a elementelor solicitate la compresiunea excentrică;

φ_c - coeficientul de flambaj al zonei comprimate a secțiunii elementelor solicitate la compresiune excentrică cu excentricitatea mare;

ψ - coeficient de reducere a capacității portante a elementelor comprimate excentric în funcție de forma secțiunii transversale.

Rezistențele de calcul la compresiune R, în N/mm^2 ale zidăriei executate din cărămizi pline, cărămizi și blocuri ceramice cu goluri verticale, precum și cu alte tipuri de blocuri, având înălțimea rândului până la 150 mm, sunt conform tabelului 7.7.

Tabelul 7.7

Marca cărămizii sau blocului	Marca mortarului			
	100	50	25	10
	Rezistența de calcul R_1, N/mm^2			
200	2,75	2,25	1,75	1,50
150	2,25	1,75	1,50	1,25
125	2,00	1,65	1,40	1,15
100	1,75	1,50	1,25	1,00
75	1,50	1,25	1,10	0,90
50	-	-	0,90	0,70

Pentru alte tipuri de blocuri ceramice cu goluri, rezistența la compresiune se va stabili conform specificațiilor tehnice ale produselor respective.

Valorile coeficientului de flambaj φ se dau în tabelul 7.8, în funcție de gradul de zveltețe $\beta = \dfrac{L_f}{t}$ sau de coeficientul de zveltețe $\lambda = \dfrac{L_f}{i}$ pentru caracteristica de elasticitate $\alpha = 1000$ și $\alpha = 750$

Tabelul 7.8

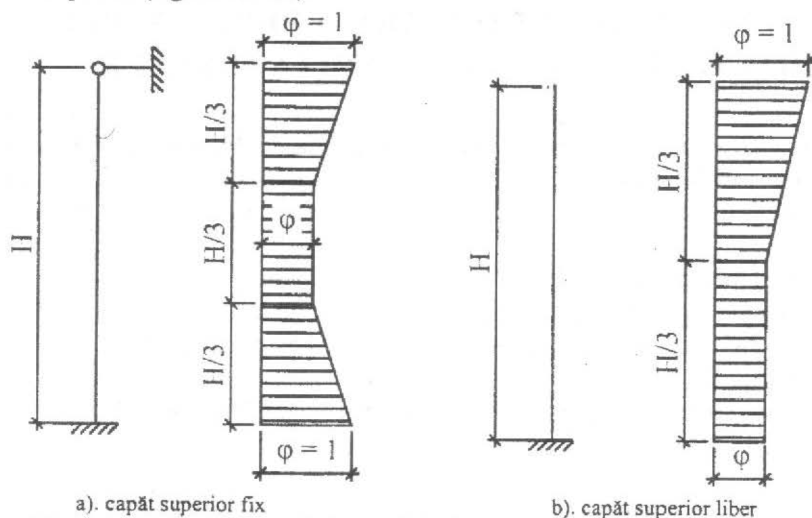
Gradul de zvelteţe $\beta=\frac{L_f}{t}$	Coeficientul de zvelteţe $\lambda=\frac{L_f}{i}$	Coeficientul de flambaj φ pentru caracteristica de elasticitate	
		$\alpha = 750$	$\alpha = 1000$
0	10,5	0,99	1,00
1	11,0	0,98	0,99
5	17,5	0,96	0,98
6	21,0	0,94	0,96
7	24,5	0,92	0,91
8	28,0	0,89	0,92
9	31,5	0,87	0,90
10	35,0	0,85	0,88
11	38,5	0,81	0,86
12	42,0	0,79	0,81
13	15,5	0,76	0,81
14	19,0	0,74	0,79
15	52,5	0,72	0,77
16	56,0	0,08	0,71
17	59,5	0,66	0,72
18	63,0	0,63	0,70
20	70,0	0,58	0,65
22	70,0	0,51	0,61
21	83,0	0,19	0,56
26	90,0	0,16	0,53
28	97,0	0,12	0,19
30	101,0	0,38	0,46
32	111,0	-	0,12
31	118,0	-	0,39
36	125,0	-	0,36

Pentru alte valori mai exacte ale caracteristici de elasticitate α, diferite de 1000 sau 750, valoarea coeficientului de flambaj φ se stabileşte pe baza valorilor din tabelul 7.8, considerându-se ca lungime de flambaj lungimea înmulţită cu factorul $\sqrt{\frac{1000}{\alpha}}$

Pentru elementele din zidărie care au secţiuni transversale slăbite, dacă slăbirea depăşeşte 1/3 din grosime şi 1/10 din înălţime şi dacă această slăbire se găseşte în zona celor două sferturi de la mijlocul înălţimii, când elementul are capătul superior fix sau în jumătatea inferioară, când elementul are capătul superior liber (deplasabil), coeficientul de flambaj φ se determină pentru secţiunea cea mai slăbită.

Coeficientul de flambaj se consideră constant pentru treimea mijlocie şi liniar variabil până la valoarea φ = 1, corespunzătoare secţiunilor de capăt ale elementelor cu capătul superior fix (figura 7.24a). Pentru elemente cu capătul superior liber (deplasabil) coeficientul de flambaj φ se consideră constant pe jumătatea inferioară a

înălțimii elementului și liniar variabil până la valoarea $\varphi = 1$, corespunzătoare secțiunii capătului superior (figura 7.24.b).



a). capăt superior fix b). capăt superior liber

Fig. 7.24 – Variația coeficientului de flambaj pe înălțimea secțiunii

Valorea coeficientului ψ de reducere a capacității portante a elementelor comprimate excentric, se stabilește după cum urmează (tabelul 7.9):

Tabelul 7.9

Tipul zidăriei	Valorile coeficientului ψ pentru excentricitate	
	$e_o \leq 0{,}45\ y$	$e_o > 0{,}45\ y$
Zidărie din cărămidă, blocuri ceramice sau blocuri mici de beton cu agregate ușoare	Secțiuni în formă de T:	
	$\psi = \dfrac{1}{1+\dfrac{e_o}{h-y}}$	$\psi = \sqrt[3]{\left(\dfrac{A_c}{A}\right)^2}$
	Secțiuni dreptunghiulare	
	$\psi = \dfrac{1}{1+\dfrac{2e_o}{h}}$	$\psi = \sqrt[3]{\left(1-\dfrac{2e_o}{h}\right)^2}$

Cu A_c s-a notat aria secțiunii comprimate calculată în general, pentru secțiuni de formă neregulată din condiția anulării momentului static al diagramei eforturilor unitare față de axa care trece prin punctul de aplicare al forței N.

Pentru secțiuni în formă de T în normative [54], sunt date relații de calcul pentru determinarea ariei comprimate.

7.5 EXEMPLU DE VERIFICARE A PEREȚILOR DIN ZIDĂRIE LA SARCINI GRAVITAȚIONALE

Pentru construcția reprezentată prin planșele de arhitectură în capitolul 2 se va exemplifica verificarea pereților interiori și exteriori la sarcini gravitaționale. Aceștia au următoarele caracteristici :

- Grosimea pereților interiori de rezistență: 25cm;
- Grosimea pereților exteriori de rezistență: 30cm;
- Blocuri ceramice de zidărie POROTHERM cu marca blocului 75;
- Mortar de zidărie MZ 50;

Rezultă rezistența la compresiune a zidăriei conform tabelului :

$R=1,7\ N/mm^2=17\ \ daN/cm^2$

Schema (parțială) în plan a montanților construcției este prezentată în figura 7.70. Fâșiile de calcul de lățime 1,0m una pentru peretele interior și una pentru peretele exterior considerate ca fiind cele mai încărcate sunt evidențiate prin hașură în figură.

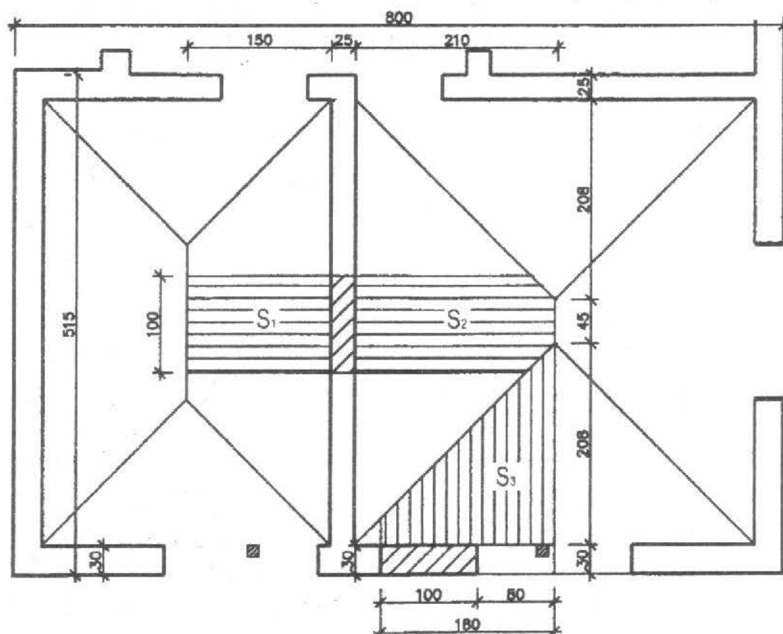


Fig. 7.70 – Schema în plan a montanților

Suprafeţele de descărcare aferente fâşiilor sunt cele maxime pentru cele două fîşii considerate şi au valorile:

S_1= 1,50m^2
S_2= 2,02m^2
S_3= 2.11m^2

Verificarea se va face în cinci secţiuni notate 1-1...5-5 (fig 7.71) atât pentru peretele interior cît şi pentru peretele exterior. Secţiunile de calcul 1-1 şi 3-3 sunt alese imediat sub centura planseului peste etaj respectiv parter unde momentele încovoietoare sunt maxime dar coeficientul de flambaj se considera egal cu unitatea. Fâşiile 2-2 şi 4-4 sunt alese la 1/3 din înalţimea etajului respectiv parterului unde momentele încovoietoare se consideră 2/3 din valorile maxime, dar coeficientul de flambaj are valoarea minimă. În fine, secţiunea 5-5 se alege la baza montatului unde forţa axială este maximă, dar momentul încovoietor este nul, iar coeficientul de flambaj este unitar.

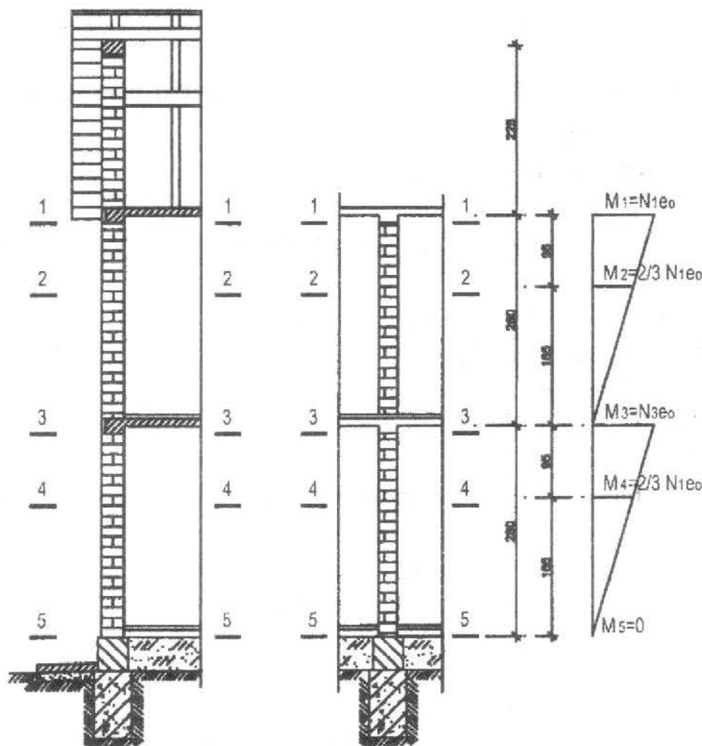


Fig. 7.71 – Secţiuni de calcul pentru peretele exterior şi interior

Determinarea coeficientului de flambaj pentru peretele interior

Lungimea de flambaj a peretelui se determină din relația:

$l_f = K\ h_0$

Coeficientul funcție de legaturile pe contur ale peretelui K rezultă conform paragrafului anterior (fig 7.20), funcție de înalțimea liberă a peretelui, de lungimea peretelui și de fixarea laturilor verticale.

$$\frac{h_0}{l} = \frac{270}{515} = 0.52 \text{ și,}$$

curba *c* (ambele laturi vertivale fixate) ⇒ K=0,98

$l_f = 0{,}98 x 270 = 265 cm$

Gradul de zveltețe β va fi:

$$\beta = \frac{l_f}{t} = \frac{265}{25} = 10{,}6$$; unde t=25cm este grosimea peretelui interior

Rezultă coeficientul de flambaj pe treimea mijlocie a peretelui:

$\varphi = 0{,}87$

Determinarea coeficientului de flambaj pentru peretele exterior

$$\frac{h_0}{l} = \frac{270}{800} = 0.34$$

curba *c* (ambele laturi vertivale fixate) ⇒ K=1,0

$l_f = 0{,}98 x 270 = 265 cm$

$$\beta = \frac{l_f}{t} = \frac{270}{30} = 9{,}0$$

unde t=30cm este grosimea peretelui.

Rezultă coeficientul de flambaj pe treimea mijlocie a peretelui:

$\varphi = 0{,}90$

La calculul coeficienților de flambaj s-a considerat caracteristica de elasticitate a zidăriei $\alpha = 1000$

Încărcările aduse de planșee

a). placă planșeu peste etaj:

- încărcarea de calcul din greutatea proprie pe metru pătrat de placă de 10cm grosime:

  $g_{et} = 1{,}3 x 0{,}1 x 2500 = 325 daN/m^2$

- încărcarea utilă de calcul:

  $q_{et} = 1{,}4 x 75 = 105 daN/m^2$

- în total

$p_{et}=g_{et}+q_{et}=430daN/m^2$

b). placă planșeu peste parter:

- în total

$p_p=g_p+q_p=607daN/m^2$ (calculată în exemplul de calcul din capitolul 5)

Acțiunea vântului pe peretele exterior

Încărcarea normată dată de vânt pe o fâșie de 1m din peretele exterior pentru construcția situată în zona A, Timișoara este:

$$p_n^n = \beta \cdot c_n \cdot c_h(z) \cdot g_v = 1{,}6x0{,}8x0{,}65x30x1{,}0=25daN/m$$

Valoarea de calcul a încărcării date de vânt se obține înmulțind valoarea normată cu coeficientul:

$$\gamma_F = 1{,}2$$

$$p_n^c = \gamma_F \cdot p_n^n = 1{,}2x25=30\ daN/m$$

Fâșia de perete se consideră ca o grinda în poziție verticală, continuă cu două deschideri și o consolă (frontonul). În urma calculului static se obțin valorile momentelor încovoietoare în secțiunile 1-1 respectiv 3-3:

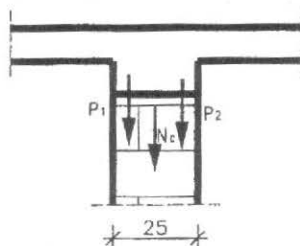
$M_{1\text{-}1}=59daNm$

$M_{3\text{-}3}=12daNm$

Verificarea fâșiei prin peretele interior la sarcini gravitaționale

a). Secțiunea 1-1

Încărcările pe o fâșia de 1m lățime:



- încărcarea adusă de șarpantă este nulă
- încărcare de pe planseu stânga:

$$P_1 = p_{et} \cdot S_1 = 430x1{,}5 = 645daN$$

- încărcare de pe planseu dreapta:

$$P_2 = p_{et} \cdot S_2 = 430x2.02 = 869daN$$

- încărcarea axială N_c este dată de greutatea proprie a centurii

$N_c=1{,}3x0{,}20x0{,}25x2500x1{,}0=163daN$

- excentricitatea totală în secțiunea 1-1 perete interior este:

$e_0=e_1+e_a$

$$e_1 = \frac{t}{6}\frac{P_2 - P_1}{P_1 + P_2 + N_c} = \frac{25}{6}\frac{(869-645)}{1677} = 0{,}6cm$$

t=25cm – grosimea zidului

$e_a=0$

$e_0=0,6cm<0,45y=5,6cm$

$$y=\frac{t}{2}=12,5cm$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

- relația de verificare în secțiune este:

$N \leq \varphi RA\psi$

$N_{1-1}=P_1+P_2+N_c=1677daN$ – încărcarea de calcul în secțiune

$\varphi=1$ – coeficientul de flambaj

$R=17daN/cm^2$ – rezistența de calcul la compresiune a zidăriei

$A=25x100=2500cm^2$ – aria secțiunii transversale a elementului

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}}=\frac{1}{1+\frac{1,2}{25}}=0.95$$

ψ - coeficientul de reducere a capacității portante a elementului comprimat excentric.

$N_{1-1}=1677\ daN<\varphi RA\psi=1x17x2500x0,95=40375daN$

Condiția de verificare este îndeplinită

b). Secțiunea 2-2

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (1-1) cu încărcarea dată de 95cm de perete interior, inclusiv tencuiala exterioară de 1,5cm – $N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{2-2}=N_{1-1}+N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{zid}=1,2x0,95x0,25x1450x1,0=413daN$

$N_{tencuială}=1,3x0,95x(0,015+0,015)\ x1900\ x1,0=70daN$

$N_{2-2}=1677+413+70=2160daN$

$\varphi=0,87$ – coeficientul de flambaj calculat anterior

$R=17daN/cm^2$

$A=25x100=2500cm^2$

$$e_0=\frac{2}{3}e_{01-1}=\frac{2}{3}0,6=0,4\ cm$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}}=\frac{1}{1+\frac{0,4}{25}}=0.98$$

- relația de verificare în secțiune este:

$N \leq \varphi R A \psi$

$N_{2-2} = 2160$ daN $< \varphi R A \psi = 0{,}87x17x2500x0{,}98 = 36235$daN

Condiția de verificare este îndeplinită

c). **Secțiunea 3-3**

Încărcarcarea totală axială (N_c) din secțiunea 3-3 se obține din încărcarea totală din secțiunea 1-1 la care sa adaugă greutatea fâșiei de 1m din întreg peretele de la etaj inclusiv tencuiala și greutatea centurii planșeului peste parter.

$N_c = N_{1-1} + N_{zid} + N_{centură}$

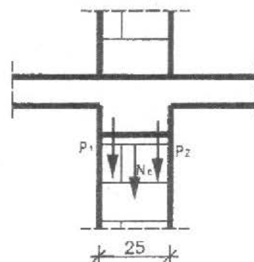
$N_{zid} = 1{,}2x2{,}60x0{,}25x1450x1{,}0 = 1131$daN

$N_{tencuială} = 1{,}3x2.80x(0{,}015+0{,}015)\ x1900\ x1{,}0 = 207$daN

$N_{centură} = 1{,}3x0{,}20x0{,}25x2500x1{,}0 = 163$daN

$N_c = 1677+1131+207+163 = 3178$ daN

Încărcările excentrice aduse de planșeu sunt următoarele:



- încărcare de pe planseu stânga:

$P_1 = p_p \cdot S_1 = 607x1{,}5 = 910\text{daN}$

- încărcare de pe planseu dreapta:

$P_2 = p_{et} \cdot S_2 = 607x2.02 = 1226\text{daN}$

- excentricitatea totală în secțiunea 3-3 perete interior este:

$e_0 = e_1 + e_a$

$$e_1 = \frac{t}{6}\frac{P_2 - P_1}{P_1 + P_2 + N_c} = \frac{25}{6}\frac{(1226-910)}{5314} = 0{,}3\text{cm}$$

t=25cm – grosimea zidului

$e_a = 0$

$e_0 = 0{,}3\text{cm} < 0{,}45y = 5{,}6\text{cm}$

$$y = \frac{t}{2} = 12{,}5\text{cm}$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi = \frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1+\frac{0{,}6}{25}} = 0.97$$

- relația de verificare în secțiune este:

$N \leq \varphi R A \psi$

$N_{3-3}=P_1+P_2+N_c=5314daN$
$\varphi=1$
$R=17daN/cm^2$
$A=25x100=2500cm^2$
$N_{3-3}=5314\ daN <\varphi RA\psi=1x17x2500x0{,}97=41225daN$

Condiția de verificare este îndeplinită

d). **Secțiunea 4-4**

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (3-3) cu încărcarea dată de 95cm de perete interior, inclusiv tencuiala exterioară de 1,5cm – $N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{4-4}=N_{3-3}+N_{zid}+N_{tencuială}$
$N_{zid}=1{,}2x0{,}95x0{,}25x1450x1{,}0=413daN$
$N_{tencuială}=1{,}3x0{,}95x(0{,}015+0{,}015)\ x1900\ x1{,}0=70daN$
$N_{4-4}=5314+413+70=5797daN$
$\varphi=0{,}87$ – coeficientul de flambaj calculat anterior
$R=17daN/cm^2$
$A=25x100=2500cm^2$

$$e_0=\frac{2}{3}e_{03-3}=\frac{2}{3}0{,}3=0{,}2\ cm$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}}=\frac{1}{1+\frac{0{,}4}{25}}=0.98$$

- relația de verificare în secțiune este:

$N\leq\varphi RA\psi$
$N_{4-4}=5797\ daN <\varphi RA\psi=0{,}87x17x2500x0{,}98=36235daN$

Condiția de verificare este îndeplinită

e). **Secțiunea 5-5**

Încărcărcarea totală din secțiunea 5-5 se obține din încărcarea totală din secțiunea 3-3 la care sa adaugă greutatea fâșiei de 1m din întreg peretele de la parter inclusiv tencuiala.

$N_{5-5}=N_{3-3}+N_{zid}+N_{tencuială}$
$N_{zid}=1{,}2x2{,}60x0{,}25x1450x1{,}0=1131daN$
$N_{tencuială}=1{,}3x2.80x(0{,}015+0{,}015)\ x1900\ x1{,}0=207daN$
$N_{5-5}=5314+1131+207=6653daN$
$\varphi=1$
$R=17daN/cm^2$

$A=25x100=2500cm^2$

$M_{5-5}=0 \Rightarrow e_0=0$

$\Rightarrow$compresiune centrică

- relația de verificare în secțiune este:

$N \le \varphi RA$

$N_{5-5}=6653$ daN $<\varphi RA=1,0x17x2500x=42500daN$

Condiția de verificare este îndeplinită

Verificarea fâșiei prin peretele exterior la sarcini gravitaționale

a). Secțiunea 1-1

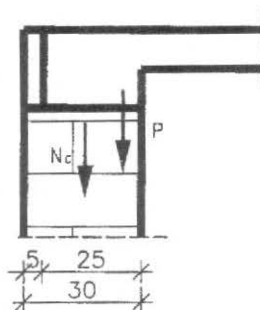
Încărcările pe o fâșia de 1m lățime:

- încărcare de pe planseu:

  $P = p_{et} \cdot S_3 = 430x2,11 = 907daN$

- încărcarea adusă de șarpantă:

  $N_{pop}=2150daN$ – încărcarea adusă de popul marginal sa determinat ținând cont de valori cunoscute de la dimensionarea șarpantei (capitolul 4).



$N_{sarpantă}= \frac{N_{pop}}{2} = 1075daN$

- încărcarea adusă de fronton

  $N_{fronton}=N_{centură}+N_{zid}+N_{tencuiala}$

  $N_{centură}=1,3x0,20x0,25x2500x1,0x=163daN$

  $N_{zid}=1,2x2,0x0,30x1450x1,0=1044daN$

  $N_{tencuială}=1,3x2,25x(0,025+0,015)\ x1900\ x1,0=222daN$

- încărcarea dată de greutatea proprie a centurii planșeului

  $N_{centură}=1,3x0,20x0,25x2500=163daN/m$

- încărcrea axială totală este:

  $N_c= N_{sarpantă}+ N_{fronton}+ N_{centură}=1075+163+1044+222+163=2667daN$

- excentricitatea totală în secțiunea 1-1 perete interior este:

  $e_0=e_1+e_a+e_v$

  $$e_1 = 0,4t\frac{P}{P+N_c} = 12,0\frac{907}{3574} = 3,0cm$$

  t=30cm – grosimea zidului

  $$e_v = \frac{M_{1-1}}{N} = \frac{59x100}{3574} = 1,7cm$$

  $e_a=0$

  $e_0=3,0+1,7=4,7<0,45y=6,8cm$

$$y=\frac{t}{2}=15cm$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

- relația de verificare în secțiune este:

$N \le \varphi R A \psi$

$N_{1-1}=P+N_c=3574daN$ – încărcarea de calcul în secțiune

$\varphi=1$ – coeficientul de flambaj

$R=17daN/cm^2$ – rezistența de calcul la compresiune a zidăriei

$A=30x100=3000cm^2$ – aria secțiunii transversale a elementului

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}}=\frac{1}{1+\frac{9,4}{30}}=0,76$$

ψ - coeficientul de reducere a capacității portante a elementului comprimat excentric.

$N_{1-1}=3574daN < \varphi R A \psi = 1x17x3000x0,76=38760daN$

Condiția de verificare este îndeplinită

b). Secțiunea 2-2 – perete exterior

Încărcarea de calcul în secțiune crește față de secțiunea precedentă (1-1) cu încărcarea dată de 95cm de perete exterior, inclusiv tencuiala exterioară de 2,5cm respectiv interioară de 1,5cm – $N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{2-2}=N_{1-1}+N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{zid}=1,2x0,95x0,30x1450x1,0=496daN$

$N_{tencuială}=1,3x0,95x(0,025+0,015)x1900x1,0=94daN$

$N_{2-2}=3075+496+94=3665daN$

$\varphi=0,90$ – coeficientul de flambaj calculat anterior

$R=17daN/cm^2$

$A=30x100=3000cm^2$

$$e_0=\frac{2}{3}e_{01-1}=\frac{2}{3}4,7=3,1$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}}=\frac{1}{1+\frac{6,2}{30}}=0.83$$

- relația de verificare în secțiune este:

$N \le \varphi R A \psi$

$N=3665\ daN < \varphi R A \psi = 0,90x17x3000x0,83=38097daN$

Condiția de verificare este îndeplinită

c). Secţiunea 3-3

Încărcărcarea totală axială (N_c) din secţiunea 3-3 se obţine din încărcarea totală din secţiunea 1-1 la care sa adaugă greutatea fâşiei de 1m din întreg peretele de la etaj inclusiv tencuiala şi greutatea centurii planşeului peste parter.

$N_c = N_{1-1} + N_{zid} + N_{centură}$

$N_{zid} = 1{,}2x2{,}60x0{,}30x1450x1{,}0 = 1357daN$

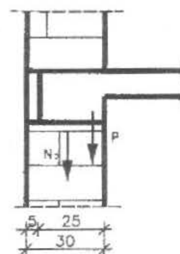
$N_{tencuială} = 1{,}3x2.80x(0{,}025+0{,}015)\ x1900\ x1{,}0 = 276daN$

$N_{centură} = 1{,}3x0{,}20x0{,}25x2500x1{,}0 = 163daN$

$N_c = 3574+1357+276+163 = 5370\ daN$

Încărcărea excentrică adusăde planşeu este:

$$P = p_p \cdot S_3 = 607x2{,}11 = 1281daN$$



- excentricitatea totală în secţiunea 3-3 perete interior este:

$e_0 = e_1 + e_a + e_v$

$$e_1 = 0{,}4t\frac{P}{P+N_c} = 12{,}0\frac{1281}{6651} = 2{,}3cm$$

t=30cm – grosimea zidului

$$e_v = \frac{M_{3-3}}{N} = \frac{12x100}{6651} = 0{,}2cm$$

$e_a = 0$

$e_0 = 2{,}3+0{,}2 = 2{,}5 < 0{,}45y = 6{,}8cm$

$$y = \frac{t}{2} = 15cm$$

$\Rightarrow$compresiune excentrică cu mică excentricitate

- relaţia de verificare în secţiune este:

$N \le \varphi RA\psi$

$N_{3-3} = P + N_c = 6651daN$

$\varphi = 1$

$R = 17daN/cm^2$

$A = 30x100 = 3000cm^2$

$$\psi = \frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}} = \frac{1}{1+\frac{5{,}0}{30}} = 0{,}80$$

$N_{3-3} = 6651daN < \varphi RA\psi = 1x17x3000x0{,}80 = 40800daN$

Condiţia de verificare este îndeplinită

d). Secţiunea 4-4

Încărcarea de calcul în secţiune creşte faţă de secţiunea precedentă (3-3) cu încărcarea dată de 95cm de perete exterior, inclusiv tencuiala exterioară de 2,5cm respectiv interioară de 1,5cm – $N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{4-4}=N_{3-3}+N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{zid}=1{,}2x0{,}95x0{,}30x1450x1{,}0=496daN$

$N_{tencuială}=1{,}3x0{,}95x(0{,}025+0{,}015)\ x1900\ x1{,}0=94daN$

$N_{4-4}=6651+496+94=7241daN$

$\varphi=0{,}90$ – coeficientul de flambaj calculat anterior

$R=17daN/cm^2$

$A=30x100=3000cm^2$

$$e_0=\frac{2}{3}e_{03-3}=\frac{2}{3}2{,}5=1{,}7$$

⇒compresiune excentrică cu mică excentricitate

$$\psi=\frac{1}{1+\frac{2e_0}{t}}=\frac{1}{1+\frac{3{,}4}{30}}=0.90$$

- relaţia de verificare în secţiune este:

$N\le\varphi RA\psi$

$N_{4-4}=7241daN<\varphi RA\psi=0{,}90x17x3000x0{,}90=41310daN$

Condiţia de verificare este îndeplinită

e). Secţiunea 5-5

Încărcărcarea totală din secţiunea 5-5 se obţine din încărcarea totală din secţiunea 3-3 la care sa adaugă greutatea fâşiei de 1m din întreg peretele de la parter inclusiv tencuiala.

$N_{5-5}=N_{3-3}+N_{zid}+N_{tencuială}$

$N_{zid}=1{,}2x2{,}60x0{,}30x1450x1{,}0=1357daN$

$N_{tencuială}=1{,}3x2.80x(0{,}025+0{,}015)\ x1900\ x1{,}0=276daN$

$N_{5-5}=6651+1357+276=8284daN$

$\varphi=1$

$R=17daN/cm^2$

$A=25x100=2500cm^2$

$M_{5-5}=0\Rightarrow e_0=0$

⇒compresiune centrică

- relaţia de verificare în secţiune este:

$N\le\varphi RA$

$N_{5-5}=8284\ daN<\varphi RA=1{,}0x17x3000x=51000daN$

Condiţia de verificare este îndeplinită

CAP 8. ELEMENTE DE PROIECTARE A FUNDAȚIILOR

8.1 ELEMENTE GENERALE DE CALCUL ŞI PROIECTARE A FUNDAȚIILOR

Soluția de fundare ce se pretează la clădirile de locuit cu structura din zidărie este cea a fundațiilor continue (în fâşie) sub ziduri. În cazul în care arhitectura construcției impune realizarea unor stâlpi izolați pentru aceştia se realizează fundații izolate sub stâlpi. Aceste tipuri de fundații sunt fundații directe de mică adâncime (de suprafață).

Etapele de proiectare a fundațiilor directe de mică adâncime [27] sunt următoarele:

- stabilirea adâncimii de fundare;
- alegerea tipului de fundație în funcție de natura terenului de fundare, natura şi mărimea încărcărilor construcției alcătuirea suprastructurii, etc;
- alegerea materialului din care se execută fundațiile;
- calculul de dimensionare a fundațiilor.

Adâncimea de fundare

Adâncimea de fundare D_f se stabileşte în funcție de următorii factori:

- adâncimea de îngheț;
- natura terenului de fundare;
- dimensiunile minime constructive ale fundației;
- existența respectiv inexistența subsolului.

Adâncimea de fundare [50] se consideră la construcțiile fară subsol de la cota terenului sistematizat iar la cele cu subsol de la cota pardoselii subsolului, având în vedere că în acest caz adâncimea minimă de fundare este de 50cm, neexistând posibilitatea de îngheț.

Dacă terenul de fundare este alcătuit din mai multe straturi cu caracteristici geotehnice diferite, fundația trebuie să se încastreze minim 20cm în terenul de fundare.

În cazul terenurilor dificile (pământuri sensibile la umezire, pământuri cu contracții şi umflări mari etc.) adâncimea de fundare se stabileşte în conformitate cu prescripțiile tehnice în vigoare specifice acestor pământuri

Adâncimea de îngheț (H_i) este dată în funcție de zona geografică în STAS 6054-77 [50] (figura 8.1).

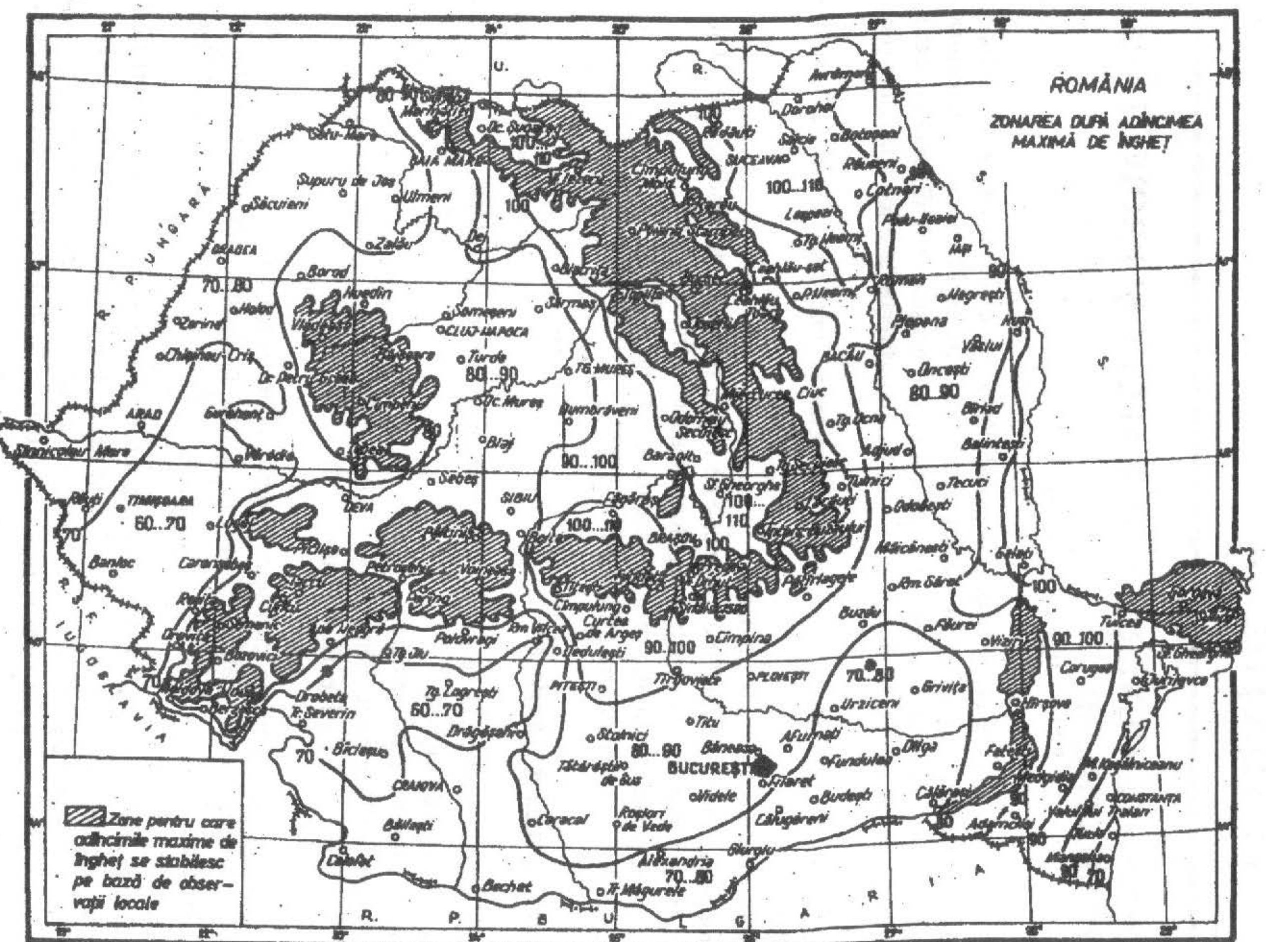


Fig. 8.1 – Zonarea după adâncimea de îngheț

Referitor la adâncimea de îngheţ, adâncimea minimă de fundare se stabileşte conform tabelului 8.1

Tabelul 8.1

Terenul de fundare	H_i = adâncimea de îngheţ conform STAS 6054-77 (cm)	H = adâncimea apei subterane faţă de cota terenului nivelat (m)	Adîncimea minimă de fundare			
			Terenuri supuse acţiunii îngheţului (în spaţii reci şi neâncălzite)		Terenuri ferite de acţiunea îngheţului (în spaţii calde sau încălzite)	
			construcţii		construcţii fără subsol	construcţii cu subsol
			definitive	provizorii		
Roci stâncoase	oricare	oricare	30....40	20	20	20
Pietrişuri curate, balast, cuarţ, nisipuri mari şi mijlocii curate, necoezive	oricare	$H \geq 2,00$	H_i	40	40	40
		$H < 2,00$	$H_i + 10$	50	40	40
Pietriş sau balast cu liant argilos, nisip argilos, argilă grasă	$H_i \leq 70$	$H \geq 2,00$	80	70	50	40
		$H > 2,00$	90	80	50	40
	$H_i > 70$	$H \geq 2,00$	$H_i + 10$	80	50	40
		$H < 2,00$	$H_i + 20$	80	50	40
Nisip fin, prăfos, praf argilos, argilă prăfoasă şi nisipoasă, mâl, nămol	$H_i \leq 70$	$H \geq 2,50$	80	70	50	40
		$H < 2,50$	90	80	50	40
	$H_i > 70$	$H \geq 2,50$	$H_i + 10$	80	50	40
		$H < 2,50$	$H_i + 20$	90	50	40

Materiale

Materialele utilizate la realizarea fundaţiilor sunt zidăria de piatră sau cărămidă (utilizată în tot mai mică măsură) şi betonul. Se poate folosi beton simplu, beton armat şi beton ciclopian. Betonul ciclopian se utilizeaza la fundaţiile masive în scopul reducerii consumului de beton.

Proiectantul trebuie să stabilească tipul şi calitatea betoanelor utilizate la realizarea fundaţiilor în funcţie de solicitări şi influenţa condiţiilor de mediu asupra durabilităţii betonului conform NE 012-1999.[20]

Clasele minime de beton se stabilesc astfel:

Beton simplu

- < C 2.8/3.5 - pentru umpluturi şi egalizări;
- C 2.8/3.5 – pentru egalizări şi umpluturi în situaţii speciale justificate de proiectant şi pentru fundaţii continue, blocuri de fundaţii cu cuzinet neancorat sau situate în pământuri cu variaţii mici de umiditate, la clădiri de locuit având

până la S+P+4E numai în cazul fundaţiilor situate deasupra nivelului maxim al apei freatice;

- C 6/7,5 – la fundaţii continue la clădiri cu mai mult de două niveluri expuse la variaţii de umiditate, situate în zona de fluctuaţie a apei freatice sau în contact cu aceasta, pentru blocuri de fundaţie cu cuzinetul ancorat şi tălpi de fundaţii izolate sau continue, relativ slab solicitate (de regulă cele armate constructiv cu bare din oţel OB 37) şi neexpuse la acţiuni agresive.

În elementele masive de beton, care nu sunt supuse la acţiunea mediilor agresive, se poate folosi betonul ciclopian. Proporţia de material înglobat este de maxim 50% pentru beton până la C6/7,5 şi de maxim 30% pentru beton de clasă peste C6/7,5

Beton armat:

- C 8/10 – la tălpi de fundaţii izolat sau continue;
- C 12/15 – la fundaţii supuse la solicitări importante şi fundaţii supuse la acţiuni dinamice.

Tipurile de oţel utilizate curent în elementele de beton armat pentru fundaţii în funcţie de domeniul de aplicare sunt:

- Oţel rotund – OB 37 ca şi armătură constructivă sau armătură de rezistenţă;
- Sârmă trasă netedă STNB ca şi armătură de rezistenţă, numai sub formă de plase sau carcase sudate, în elemente de beton de clasă cel puţin C 8/10;
- Oţel beton cu profil periodic PC52 şi oţel cu caracteristici similare oţelului PC 60 ca şi armătură de rezistenţă în elemente din beton de clasă cel puţin C12/15.

Calculul de dimensionare a fundaţiilor constă în stabilirea dimensiunilor în plan a bazei (tălpii) pe baza calculului terenului de fundare şi în stabilirea secţiunii transversale verticale a fundaţiei pe baza calculului de dimensionare din condiţia de rezistenţă a materialului din care se execută fundaţia.

Dimensiunile în plan ale tălpii fundaţiei se determină astfel încât să fie asigurate condiţiile de rezistenţă şi stabilitate şi exploatare normală a construcţiei, impunându-se verificarea următoarei condiţii generale:

$$p_{efmax} \leq p_{tr} \tag{8.1}$$

în care:

p_{efmax} – presiunea efectivă maximă transmisă terenului de fundare de către fundaţie la nivelul tălpii sale (pe suprafaţa de contact).

p_{tr} – presiunea maximă acceptată pe ternul de fundare la care sunt asigurate condiţiile de rezistenţă, stabilitate şi exploatare normală a construcţiei.

Presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare p_{tr} depinde de modul de efectuare a calculului terenului de fundare existând trei posibilităţi:

- pe baza presiunilor convenţionale;
- la starea limită de deformaţii (SLD);
- la starea limită de capacitate portantă (SLCP).

Calculul terenului de fundare se efectuează diferenţiat în funcţie de:

- clasa de importanţă a construcţiei ;
- sistemul static şi alcătuirea constructivă a structurii;
- cerinţele procesului tehnologic;
- natura terenului de fundare;
- faza de proiectare.

Calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale se poate efectua atât ca şi calcul preliminar (predimensionare), cât şi ca şi calcul definitiv în cazul îndeplinirii anumitor condiţii.

În cazul utilizării presiunilor convenţionale în calculul definitiv se consideră implicit îndeplinite condiţiile calculului la starea limită de deformaţie şi la starea limită de capacitate portantă, ca stări limite ultime.

Calculul definitiv al terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale se efectuează în cazul îndeplinirii simultane a urmatoarelor condiţii:

- construcţii obişnuite, nesensibile la tasări, fără restricţii în exploatare;
- terenuri bune de fundare.

Din punct de vedere al efectuării calculului terenului de fundare, construcţiile şi terenurile de fundare se clasifică astfel:

- după clasa de importanţă:
- construcţii speciale (din clasele de importanţă I şi II)
- construcţii obişnuite (din clasele de importanţă III, IV şi V)
- după sensibilitatea la tasări:
- construcţii sensibile la tasări;
- construcţii nesensibile la tasări.

Orientativ, construcţii nesensibile la tasări se consideră cele cu structura static determinată, cu structura în cadre sau mixtă (cadre şi diafragme) cu maximum 6 niveluri, având travei de maximum 6m şi deschideri de maximum 9m sau cu structura din pereţi portanţi (zidărie, panouri mari, diafragme) având maximum 6 niveluri.

- după existenţa restricţiilor de deformaţii în exploatare:
- construcţii cu restricţii;
- construcţii fără restricţii.
- după tipul terenului:
- terenuri bune;
- terenuri dificile.

Terenurile bune se consideră cele precizate în tabelul 8.2.

Clădirile de locuit cu regim mic de înălţime sunt construcţii obişnuite (în general clasa IV de importanţă), nesensibile la tasări (structura cu pereţi portanţi) şi fără restricţii de deformaţii în exploatare.

Deci, în condiţiile unui teren bun de fundare (conform tabelului 8.2), se pretează calculul terenului de fundare pe baza presiunilor convenţionale.

Tabelul 8.2

Nr. crt.	Tipul de teren
1.	Blocuri, bolovănişuri sau pietrişuri conținând mai puțin de 40% nisip şi mai puțin de 30% argilă, în condițiile unei stratificații practic uniforme şi orizontale (având înclinarea mai mică de 10%).
2.	Pamânturi nisipoase, inclusiv nisipuri prăfoase, îndesate sau cu îndesare medie, în condițiile unei stratificații practic uniforme şi orizontale.
3.	Pământuri coezive cu plasticitate redusă: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase şi prafuri, având $e \leq 0,7$ şi $I_C \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme şi orizontale.
4.	Pământuri coezive cu plasticitate medie: nisipuri argiloase, prafuri nisipoase-argiloase, având $e \leq 1$ şi $I_C \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme şi orizontale.
5.	Pământuri coezive cu plasticitate mare: argile nisipoase, argile prăfoase şi argile, având $e \leq 1,1$ şi $I_C \geq 0,5$ în condițiile unei stratificații practic uniforme şi orizontale.
6.	Roci stâncoase şi semistâncoase în condițiile unei stratificații practic uniforme şi orizontale.
7.	Orice combinație între stratificațiile precizate la nr. crt. 1...6.
8.	Umpluturi de proveniență cunoscută realizate organizat, conținând materii organice sub 5%.

În cazul terenurilor dificile este necesară efectuarea calculului la starea limită de deformații (SLD) sau la starea limită de capacitate portantă (SLCP), conform STAS 3300/2-85 [51].

8.2 CALCULUL TERENULUI DE FUNDARE PE BAZA PRESIUNILOR CONVENȚIONALE

La calculul preliminar sau definitiv al terenului de fundare pe baza presiunilor convenționale trebuie să se respecte condițiile:

- la încărcări centrice:

$p_{ef} \leq p_{conv}$ în gruparea fundamentală: (8.2)

$p'_{ef} \leq 1,2p_{conv}$ în gruparea specială. (8.3)

- la încărcări excentrice după o singură direcție:

$p_{ef\,max} \leq 1,2p_{conv}$ în gruparea fundamentală; (8.4)

$p'_{ef\,max} \leq 1,4p_{conv}$ în gruparea specială. (8.5)

- la încărcări excentrice după ambele direcții:

$p_{ef\,max} \leq 1,4p_{conv}$ în gruparea fundamentală; (8.6)

$p'_{ef\,max} \leq 1,6p_{conv}$ în gruparea specială. (8.7)

în care:

p_{ef}, p'_{ef} – presiunea medie verticală pe talpa fundației provenită din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, respectiv în gruparea specială;

p_{conv} – presiunea convențională;

$p_{ef\,max}$, $p'_{ef\,max}$ – presiunea efectivă maximă pe talpa fundației provenite din încărcările de calcul în gruparea fundamentală, respectiv în gruparea specială.

Presiunea convențională se determină cu relația:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D \qquad (8.8)$$

în care:

$\bar{p}_{conv}$ – valoarea de bază a presiunii convenționale, [kPa];

C_B – corecția de lățime, [kPa];

C_D – corecția de adâncime, [kPa].

Natura terenului de fundare precum și principalele caracteristici geotehnice ale diferitelor straturi ce alcătuiesc terenul de fundare rezultă în urma unui studiu geotehnic efectuat în amplasament de către specialiști geotehnicieni. Tot studiul geotehnic ne dă informații cu privire la existența și nivelul apelor subterane din teren, acesta fiind un factor hotărâtor la proiectarea fundațiilor.

Valorile presiunilor convenționale de bază pentru terenurile de fundare stâncoase, terenurile de fundare necoezive, terenurile de fundare coezive respectiv pentru umpluturi sunt date în tabelele 8.3...8.6.

Tabelul 8.3

Denumirea terenului de fundare		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]
Roci stâncoase		1000...6000
Roci semistâncoase	Marne, marne argiloase și argile marnoase compacte	350...1100
	Șisturi argiloase, argile șistoase și nisipuri cimentate	600...850

Observație: în intervalul indicat, valorile $\bar{p}_{conv}$ se aleg ținând seama de compactitatea și starea de degradare a rocii stâncoase sau semistâncoase. Ele nu variază cu adâncimea de fundare și dimensiunile în plan ale fundațiilor.

Tabelul 8.4

Denumirea terenului de fundare			Îndesate[a)]	Îndesare medie[a)]
			$\bar{p}_{conv}$ [kPa]	
Pământuri necoezive	Blocuri și bolovănișuri cu interspații umplute cu nisip si pietriș		750	
	Blocuri cu interspații umplute cu pământuri argiloase		350...600[b)]	
	Pietrișuri curate (din fragmente de roci cristaline)		600	
	Pietrișuri cu nisip		550	
	Pietrișuri din fragmnete de roci sedimentare		350	
	Pietrișuri cu nisip argilos		350...500[b)]	
	Nisip mare		700	600
	Nisip mijlociu		600	500
	Nisip fin	uscat sau umed	500	350
		foarte umed sau saturat	350	250
	Nisip fin prăfos	uscat	350	300
		umed	250	200
		foarte umed sau saturat	200	150

a) În cazul în care datorită pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesate se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

b) În intervalul indicat, valorile se aleg ţinând seama de consistenţa pământului argilos aflat în interspaţii interpolând între valorile minime pentru I_C = 0,5 şi maxime corespunzător lui I_C = 1.

Tabelul 8.5

Denumirea terenului de fundare		Indicele porilor[b)] e	Consistenţa[a) b)] I_C = 0,5	I_C = 1
			$\bar{p}_{conv}$ [kPa]	
Pământuri coezive	Cu plasticitate redusă ($I_P \leq 10\%$): nisip argilos, praf nisipos, praf	0,5	300	350
		0,7	275	300
	Cu plasticitate mijlocie ($10\% < I_P \leq 20\%$): nisip argilos, praf nisipos argilos, praf argilos, argilă prăfoasă-nisipoasă, argilă nisipoasă, argilă prăfoasă.	0,5	300	350
		0,7	275	300
		1,0	200	250
	Cu plasticitate mare şi foarte mare ($I_P > 20\%$): argilă nisipoasă, argilă prăfoasă, argilă, argilă grasă.	0,5	550	650
		0,6	450	525
		0,8	300	350
		1,1	225	300

a) În cazul în care datorită pământului nu este posibilă prelevarea de probe netulburate, stabilirea gradului de îndesare se poate face pe baza penetrării dinamice în foraj sau a penetrării statice.

b) La pământuri coezive având valori intermediare ale indicelui porilor e şi indicelui de consistenţă I_C, se admite interpolarea liniară a valorilor presiuni convenţionale de calcul după I_C şi e, succesiv.

Tabelul 8.6

Denumirea terenului de fundare		Pământuri nisipoase şi zguri (cu excepţia nisipurilor prăfoase) având:		Nisipuri prăfoase coezive, cenuşii etc. având:	
		S_r[b)]			
		≤0,5	≥0,8	≤0,5	≥0,8
		$\bar{p}_{conv}$ [kPa]			
Umpluturi[a)]	Umpluturi din pământuri omogene realizate şi compactate în mod organizat (perne, ramblee)	250	200	180	150

a) Umputuri cu conţinut de materii organice mai mic de 5%

b) Pentru valori $0,5 < S_r < 0,8$ valorile presiunii convenţionale se determină prin interpolare liniară.

Valorile de bază din tabelele 8.4...8.7 corespund cu presiunile convenţionale pentru fundaţii având lăţimea tălpii B = 1,0m şi adâncimea de fundare faţă de nivelul

terenului sistematizat D_f = 2,0m. Pentru alte lățimi ale tălpii sau alte adâncimi de fundare presiunea convențională se determină cu relația (8.8).

Corecția de lățime C_B pentru $B \leq 5m$ se determină cu relația:

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1(B-1) \quad (8.9)$$

în care:

K_1 – coeficient, care este egal cu 0,1 pentru pământuri necoezive (cu excepția nisipurilor prăfoase) și este egal cu 0,05 pentru nisipuri prăfoase și pământuri coezive;

B – lățimea fundației, [m];

Pentru B > 5m corecția de lățime este:

$C_B = 0{,}4\ \bar{p}_{conv}$ - pentru pământuri necoezive cu excepția nisipurilor prăfoase; (8.10)

$C_B = 0{,}2\ \bar{p}_{conv}$ - pentru nisipuri prăfoase și pământuri coezive. (8.12)

Corecția de adâncime C_D se determină cu relațiile:

- pentru $D_f < 2m$

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} \quad (8.11)$$

- pentru $D_f > 2m$

$$C_D = K_2 \bar{\gamma}(D_f - 2) \quad (8.12)$$

în care:

D_f – adâncimea de fundare, [m];

K_2 – coeficient conform tabelului 8.8;

$\bar{\gamma}$ - greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra nivelului tălpii fundației (calculate ca medie ponderată cu grosimea sraturilor), [kN/m^3];

Tabelul 8.7

Denumirea pământurilor	K_2
Pământuri necoezive, cu excepția nisipurilor prăfoase	2,5
Nisipuri prăfoase și pământuri coezive cu plasticitate redusă și mijlocie	2,0
Pământuri coezive cu plasticitate mare și foarte mare	1,5

La construcțiile cu subsol se adoptă corecția de adâncime corespunzătoare valorii celei mai mici dintre D_f și D'_f, în care:

D_f – adâncimea de fundare măsurată față de cota terenului sistematizat, la exteriorul zidului de subsol;

$$D'_f = \frac{q}{\gamma} \quad (8.13)$$

q – supraîncărcarea permanentă aplicată la nivelul tălpii fundației în partea interioară a zidului de subsol, [kPa];

γ – greutatea volumică de calcul a straturilor situate deasupra tălpii fundației (calculată ca medie ponderată cu grosimea straturilor), la interiorul zidului de subsol.

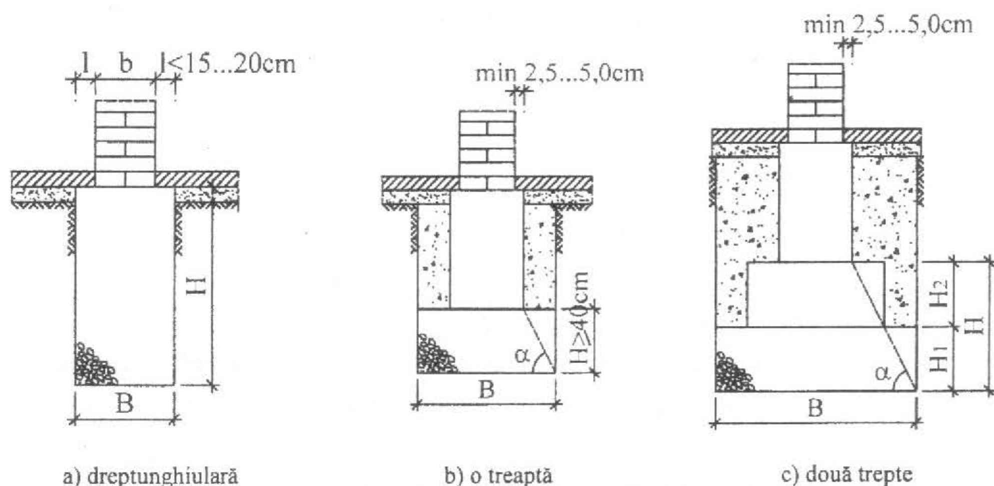
8.3 FUNDAŢII CONTINUE DIN BETON SIMPLU

La clădirile de locuit cu pereţi structurali, fundaţiile continue sub pereţi se pot executa sub formă de:

- fundaţii continue din beton simplu;
- fundaţii continue din beton armat;
- fundaţii continue cu descărcări pe reazeme izolate.

Fundaţiile continue din beton simplu sunt cele mai frecvent folosite pentru pereţii din zidărie de cărămidă, blocuri ceramice, b.c.a. etc.

După forma secţiunii, fundaţiile continue se pot realiza dreptunghiulare (fig.8.2a), sau în una sau mai multe trepte. (fig.8.2b,c).



a) dreptunghiulară b) o treaptă c) două trepte

Fig. 8.2 - Tipuri de fundaţii continue din beton simplu

Fundaţiile cu secţiunea dreptunghiulară se recomandă a se utiliza când talpa fundaţiei rezultă mai lată decât peretele sau soclul de deasupra cu cel mult 15...20cm de fiecare parte. La lăţimi ce depăşesc valorile menţionate mai sus se recomandă fundaţii în trepte.

Lăţimea tălpii fundaţiei (B) se realizează mai mare decât grosimea zidului cu minim 2,5cm de fiecare parte a zidului şi de lăţime minim necesară pentru executarea săpăturilor în şanţ continuu, lăţimi minime date în tabelul 8.8.

Tabelul 8.8

Adâncimea săpăturii h [m]	Laţimea minimă [m]
$h \leq 0{,}40$	0,30
$0{,}40 < h \leq 0{,}70$	0,40
$0{,}70 < h \leq 1{,}10$	0,45
$h > 1{,}10$	0,50

Înălțimea tălpii fundației din beton simplu va fi de minimum 40cm. La fundațiile în trepte, înălțimea primei trepte va fi de cel puțin 40cm iar înălțimea următoarelor de cel puțin 35cm. Raportul dintre înălțimea și lățimea treptelor (tg α) trebuie să fie cel puțin egală cu valorile din tabelul următor (8.9):

Tabelul 8.9

Presiunea maximă pe teren [kPa]	Valori minime ale tg α		
	C 2,8/ 3,5	C 4/5	C 6/7,5
200	1,3	1,2	1,1
250	1,5	1,3	1,2
300	1,6	1,4	1,3
350	1,7	1,5	1,4
400	1,8	1,6	1,5
600	-	-	1,8

La clădirile fără subsol, fundațiile pereților exteriori se alcătuiesc diferit în funcție de diferența de nivel dintre cota pardoselii parterului și cota trotuarului, conform figurilor 8.3 a...c, astfel:

- fig. 8.3a pentru cazul când pardoseala este la aceeași cotă cu cea a trotuarului;
- fig. 8.3b când pardoseala parterului pe umplutură este pînă la 15cm deasupra cotei trotuarului;
- fig. 8.3c când pardoseala parterului pe umplutură este mai mult de 15cm deasupra cotei trotuarului.

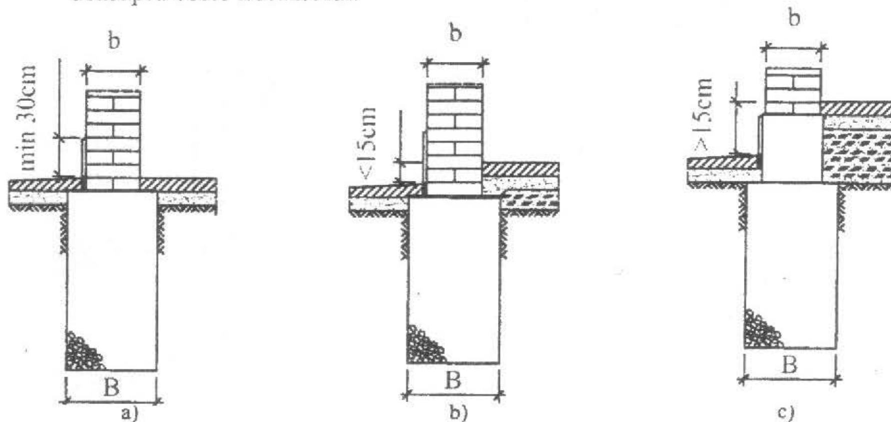


Fig. 8.3 – Fundații la pereții exteriori ai clădirilor fără subsol

În toate cazurile când trotuarul se realizează pe umplutură, se va prevedea un soclu de beton.

La clădirile cu subsol, fundațiile continue sub pereții exteriori și interiori se execută de regulă cu secțiune dreptunghiulară, având înălțimea minimă de 40cm. Talpa fundației se face mai lată spre exterior decât peretele subsolului pentru a se realiza suportul necesar protecției hidroizolației (figura 8.4)

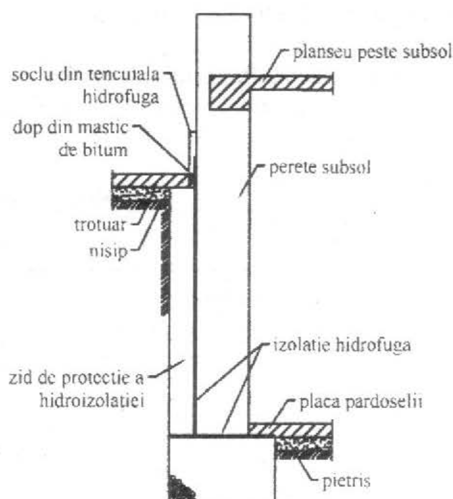


Fig. 8.4 - Fundaţiile continue sub pereţii exteriori ai clădirilor cu subsol

Fundaţiile pereţilor interiori, la clădirile cu subsol, se alcătuiesc conform figurii 8.5a, când întregul subsol este la acelaşi nivel, respectiv conform figurii 8.5b, când pardoseala subsolului se află la cote diferite.

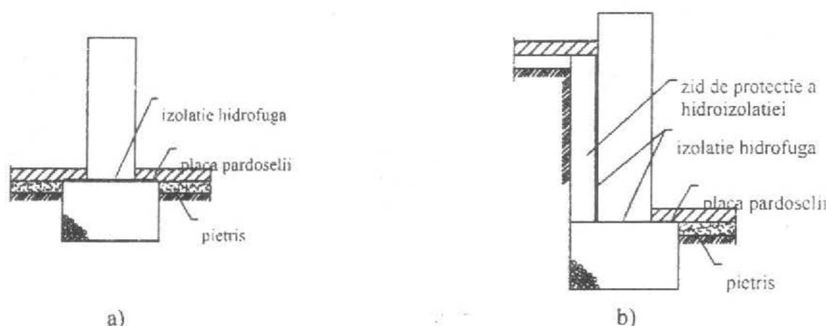


Fig. 8.5 - Fundaţiile continue sub pereţii interiori ai clădirilor cu subsol

Betonul utilizat la executarea fundaţiilor continue se alege conform paragrafului 8.1.

Dimensionarea fundaţiilor continue din beton simplu

Stabilirea dimensiunilor fundaţiilor continue din beton simplu sub pereţii portanţi de zidărie se reduce la determinarea lăţimii fundaţiei (B) şi a înălţimii acesteia (H). Se consideră în calcul un tronson de lungime unitară pe toată verticala construcţiei pe care se evaluează suma tuturor încărcărilor transmise fundaţiei (Q), sub forma unei încărcări liniar distribuite.În cele mai multe situaţii, dacă sunt dezvoltate simetric faţă

de peretele de zidărie, fundațiile continue sub pereți sunt solicitate la compresiune centrică (fig. 8.6)

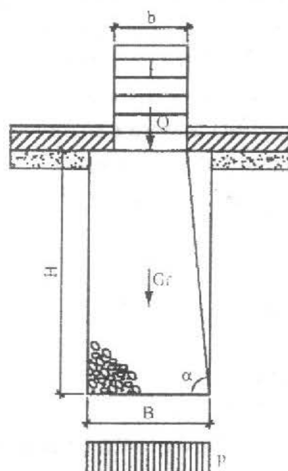


Fig. 8.6 – Fundație continuă solicitată centric

În cazul în care calculul terenului de fundare se face pe baza presiunilor convenționale, presiunea pe talpa fundației, corespunzătoare încărcărilor de calcul trebuie să îndeplinească condiția:

$$p = \frac{Q + G_f}{B \times 1{,}0} \le p_{conv} \qquad (8.14)$$

în care:

Q – încărcarea de calcul dată de 1m liniar de perete asupra fundației;

G_f – greutatea proprie de calcul a unui metru liniar din fundație (inclusiv a umpluturii de pământ la fundațiile în trepte);

Greutatea fundației (G_f) fiind necunoscută se poate aproxima în prima fază la valoarea:

$$G_f \cong 0{,}1Q \qquad (8.15)$$

Punând condiția la limită $p=p_{conv}$ și înlocuind valoarea aproximativă a lui G_f rezultă lățimea minimă necesară a tălpii fundației:

$$B_{nec} = \frac{1{,}1Q}{p_{conv}} \qquad (8.16)$$

Înălțimea minimă a fundației H se determină din condiția:

$$tg\alpha = \frac{H}{l} \ge \min(tg\alpha) \qquad (8.17)$$

în care: $l = \frac{B-b}{2}$ (b fiind lățimea peretelui), iar valorile minime ale tgα sunt date în tabelul 8.9 în funcție de clasa betonului din fundație și presiunea maximă pe teren.

Fiind determinate dimensiunile geometrice ale secţiunii transversale a fundaţiei B şi H, se calculează greutatea G_f (inclusiv umplutura de pământ la fundaţii în trepte) şi se verifică presiunea de sub talpa fundaţiei cu relaţia 8.14.

Sunt situaţii în care fundaţiile continue sub pereţi sunt solicitate la compresiune excentrică. Este cazul fundaţiilor dezvoltate nesimetric faţă de perete şi a fundaţiilor pentru pereţii de subsoluri asupra cărora acţionează împingerea pământului.

Presiunea pe teren se calculează cu relaţia:

$$p_{1,2} = \frac{N}{B \times 1{,}0}\left(1 \pm \frac{6e}{B}\right) \qquad (8.18)$$

unde:

N – rezultanta tuturor încărcărilor verticale de calcul care acţionează asupra fundaţiei:

B – lăţimea tălpii fundaţiei;

e = M/N – excentricitatea ;

M – momentul încovoietor dat de toate forţele faţă de mijlocul tălpii fundaţiei.

La calculul terenului pe baza presiunilor convenţionale, relaţiile de verificare a presiunii pe talpa fundaţiei sunt:

$$p_1 = p_{max} \le 1{,}2 \cdot p_{conv} \qquad (8.19)$$

$$p_2 = p_{min} \ge 0 \qquad (8.20)$$

Relaţia (8.20) condiţionează faptul că rezultanta tuturor forţelor să se menţină în treimea mijlocie a lăţimii tălpii fundaţie pentru ca presiunea să fie transmisă la teren pe toată talpa (figura 8.7a)

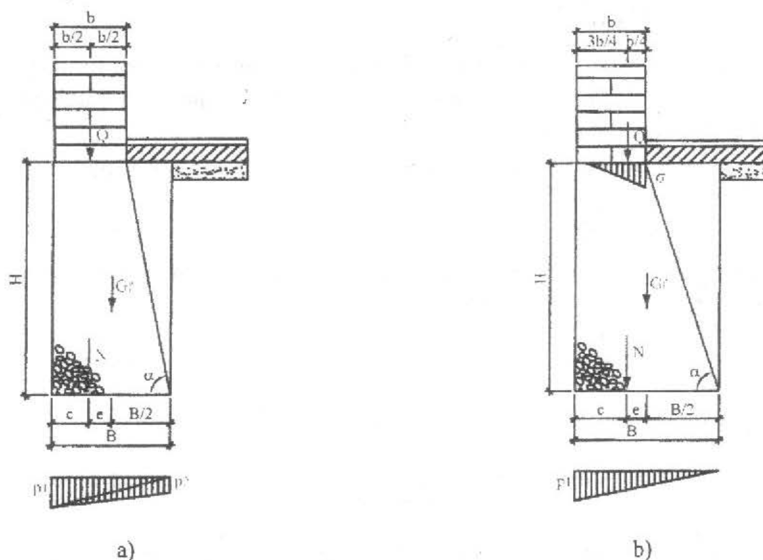


Fig. 8.7 – Fundaţie continuă excentrică

Greutatea proprie a fundației fiind mult mai mică decât încărcarea Q se poate admite că rezultanta N acționează în axul peretelui (fig. 8.7a), adică:

$$c \cong \frac{b}{2} \qquad (8.21)$$

rezultă:

$$e = \frac{B}{2} - c \qquad (8.22)$$

Punând la limită condiția ca pe talpa fundației să apară numai compresiune (p_2=0, respectiv e=B/6), rezultă valoarea maximă acceptată a lățimii tălpii fundației:

$$B_{max} = 3c = 3\frac{b}{2} = 1{,}5b. \qquad (8.23)$$

La calculul fundațiilor solicitate excentric, se poate ține seama de efectul favorabil al deformărilor terenului și a tălpii fundației. Astfel, se admite ca sub acțiunea acestor deformări, rezultanta forțelor la baza peretelui (figura 8.7b) se deplasează spre centrul fundației. Această deplasare se consideră față de marginea peretelui, la cel mult 1/4 din lățimea lui, în următoarele condiții:

- peretele ce sprijină pe fundații trebuie să fie legat de construcție la partea superioară prin placa planșeului sau centura planșeului, precum și prin ziduri transversale suficient de dese (recomandabil la maximum 6 m);
- presiunea ce se dezvoltă între perete și fundație, ca urmare a deplasării rezultantei să nu depășească limita admisibilă pentru materialele din care sunt alcătuite peretele și fundația.

În aceste condiții rezultă:

$$B_{max} = 3c = 3\frac{3}{4}b = 2{,}25b \qquad (8.24)$$

La fundațiile pereților de subsol, pe lângă încărcările verticale acționează și împingerea activă a pământului, pe fața exterioară a peretelui și fundației, respectiv rezistența pasivă pe partea interioară a acesteia (figura 8.8).

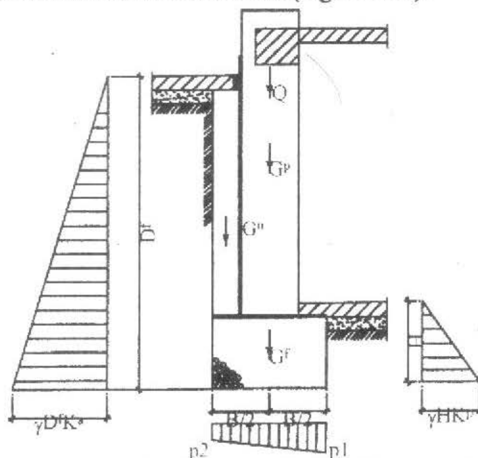


Fig. 8.8 – Schema de calcul pentru fundațiile pereților de subsol

Verificarea presiunii pe talpă se face cu relaţiile 8.19 şi 8.20.
Dimensiunile fundaţiilor ce rezultă din calcul se rotunjesc la multiplu de 5cm.

Alte prevederi de alcătuire a fundaţiilor continue sub ziduri

La fundarea pereţilor cu sâmburi de beton armat ce transmit forţe orizontale reduse, între sâmburi şi fundaţie se prevede un cuzinet de repartiţie din beton armat (fig. 8.9 a). Cuzinetul se poate îngloba în corpul fundaţiei (fig. 8.9b), de asemenea talpa fundaţiei şi cuzinetul se pot lăţi în plan, (fig. 8.9c).

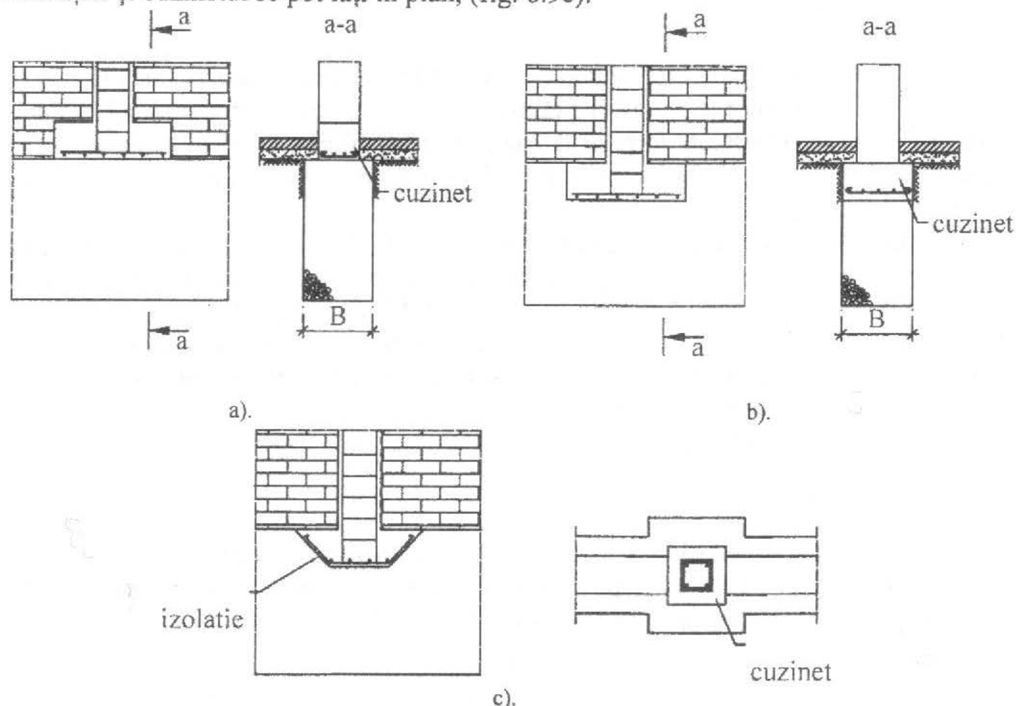


Fig. 8.9 – Fundarea pereţilor cu sâmburi din beton armat

În cazurile cele mai frecvente, la structurile din zidărie portantă când eforturile în stâlpi la forţe orizontale sunt mari iar distanţa dintre ei este redusă (≤ 3,00 m), se vor prevedea în socluri şi în pereţii subsolului centuri continue din beton armat la nivelul plăcii parterului sub toţi pereţii structurali ai clădirii (figura 8.10).

Armătura stâlpişorilor ce transmit eforturi de întindere şi compresiune se va ancora în socluri sau în pereţii subsolului pe minim 1,00m. Dacă stâlpişorii transmit numai compresiuni, armătura lor se poate ancora în centură.

Se recomandă prevederea unei centuri suplimentare din beton armat la baza soclurilor şi a pereţilor subsolurilor, dacă diferenţa de nivel faţă de centură de la nivelul planşeului parterului este mai mare de 1,80m, la clădiri proiectate în zona A şi B de protecţie antiseismică având înălţimi mai mari de 9m şi la clădiri proiectate în zonele A

şi B de protecţie antiseismică având înălţimi mai mari de 6m. În acest caz, armătura stâlpişorilor din beton armat se va prelungi până la nivelul centurii inferioare (figura 8.11).

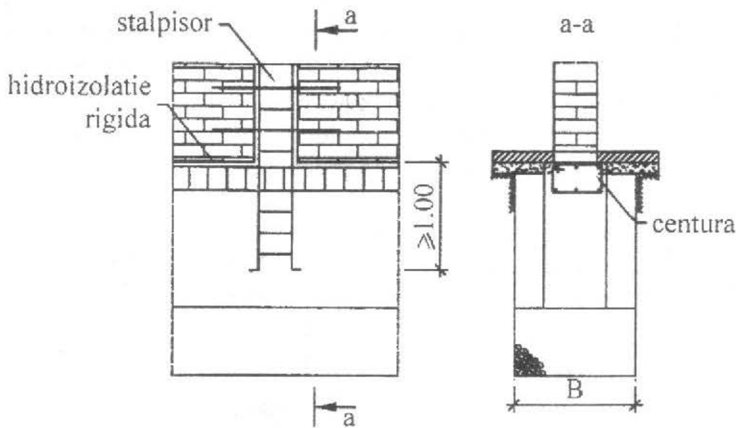


Fig. 8.10 – Centură la nivelul plăcii parterului

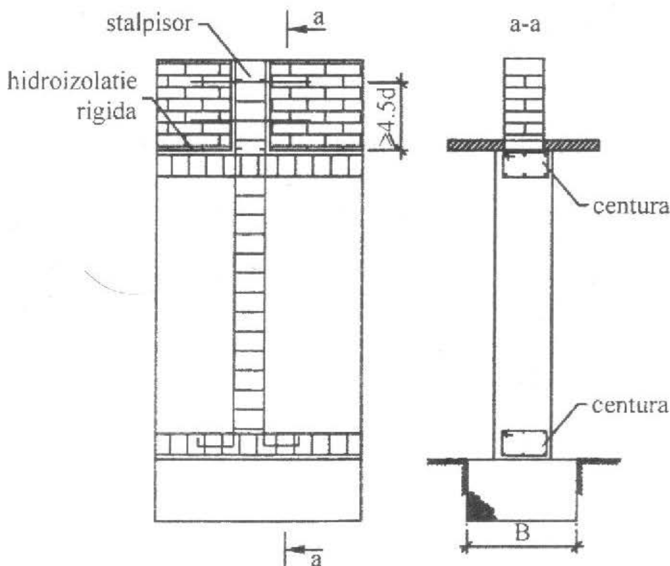


Fig. 8.11 – Două niveluri de centuri la pereții subsolului

Armăturile centurilor se vor dimensiona şi alcătui în mod similar cu centurile suprastructurii din zidărie.

La racordarea fundaţiilor cu adâncimi diferite (fundaţiile pereţilor în zonele de separaţie ale subsolurilor pe porţiunile fără subsol, fundaţiile pereţilor exteriori cu cei interiori, trebuie avute în vedere următoarele:

- legătura între fundaţiile cu adâncimi diferite se face în mod obligatoriu în trepte;
- linia de pantă a treptelor se recomandă să rezulte astfel încât raportul (tgδ) între înălţimea treptelor şi lungimea lor să nu depăşească valoarea 2/3;
- înălţimea treptelor se recomandă a se limita la 50 cm în terenuri puţin coezive respectiv 70 cm în terenuri coezive sau compactate;
- în cazul fundaţiilor în trepte, de-a lungul întregii zone de racordare cota superioară a tălpii trebuie să rămână aceeaşi (fig. 8.12).

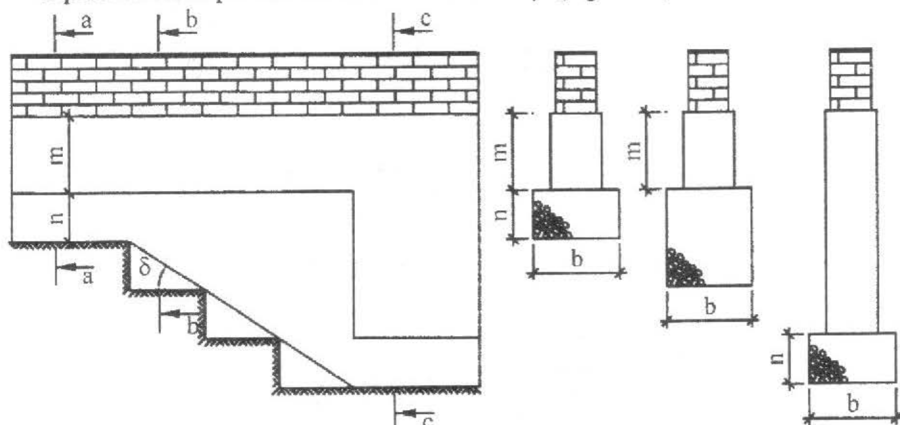


Fig. 8.12 – Racordarea fundaţiilor cu adâncimi diferite

Aceste prevederi nu se aplică în cazul fundării pe roci stâncoase, la care panta fundaţiilor în trepte poate fi mai mare de 2/3.

Fundaţiile continue pe terenuri în pantă se realizează prevăzându-se trepte din loc în loc, alcătuite identic ca şi fundaţiile cu înălţimi diferite. Dacă panta generală a terenului natural nu depăşeşte 2,5 %, se admite executarea tălpii fundaţiei cu o pantă egală cu cea a terenului natural.

Fundaţii realizate de însăşi placa suport a pardoselii

Aceste tipuri de fundaţii se pot executa numai sub pereţii despărţitori, neportanţi, transmiţând plăcii o încărcare de cel mult 1000 daN/m, situaţi în spaţii protejate de îngheţ.

Când placa este aşezată pe teren sănătos sau umpluturi bine compactate până la 40 cm grosime şi dacă pereţii despărţitori transmit o încărcare de maxim 400 daN/m şi au lungimi de maxim 3,00 m, placa poate fi executată din beton simplu de clasă C6/7,5 şi grosimea de cel puţin 8 cm, iar dacă pereţii despărţitori transmit o încărcare de peste 400 daN/m şi au lungimi de peste 3,00 m se recomandă să se prevadă o armare a plăcii pe o lăţime de 1,00...1,50 m cu o reţea având cel puţin 3 bare pe metru liniar, de minimum ∅ 5 mm pentru STNB.

Când placa este așezată pe umpluturi de 40...120 cm grosime, dacă pereții despărțitori transmit o încărcare de maxim 400 daN/m, se recomandă să se prevadă o armătură transversală de minimum 3∅ 6/ ml, pe o lățime a plăcii de 1,00...1,50 m și o armare longitudinală având minimum 4 bare ∅ 12 mm, din care două bare sub perete (fig. 8.13 a), iar dacă pereții despărțitori transmit încărcări mai mari se recomandă și îngroșarea locală a plăcii (fig. 8.13b).

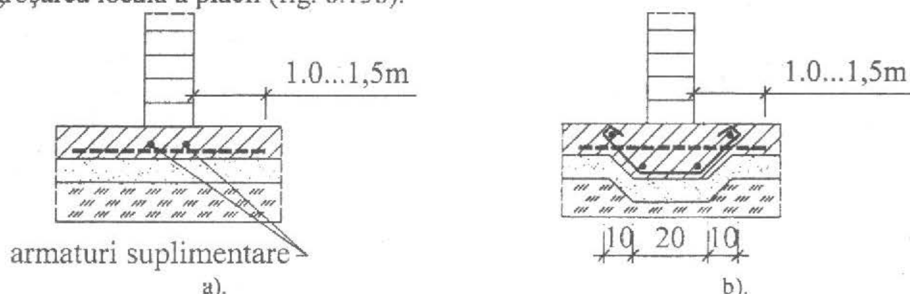


Fig. 8.13 – Fundații realizate de însăși placa suport a pardoselii

Când placa este așezată pe umpluturi de peste 120 cm grosime, se realizează fundații separate sub ziduri.

8.4 FUNDAȚII IZOLATE DIN BETON ȘI BETON ARMAT

Stâlpii din beton sau beton armat se pot integra în structurile predominant cu pereți portanți dacă soluția arhitecturală o impune.

Fundarea stâlpilor din beton armat monolit la clădirile de locuit se rezolvă prin intermediul unei fundații de suprafață izolată din beton simplu sau beton armat atunci când caracteristicile terenului de fundare permit fundarea de suprafață.

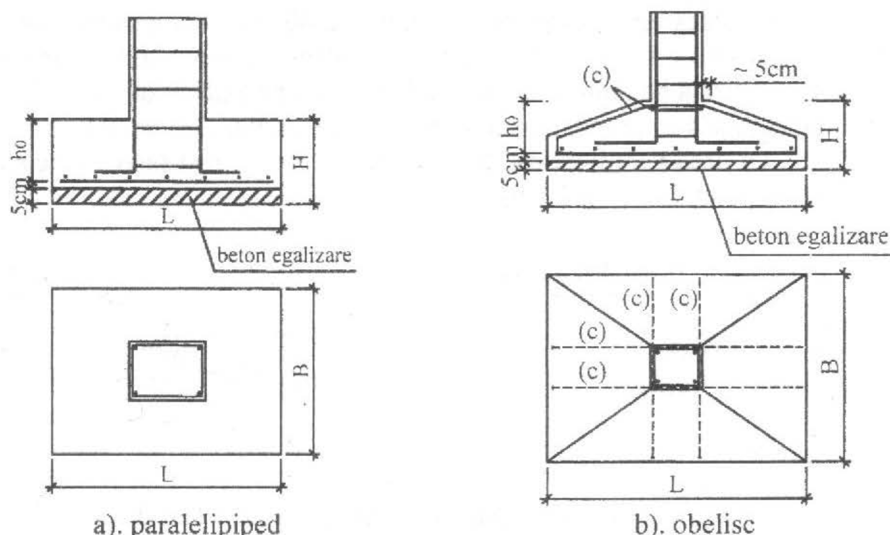
Aceste tipuri de fundații au suprafața de rezemare pe teren (talpa) de formă pătrată sau dreptunghiulară pastrându-se în general același raport ca și între cele ale secțiunii stâlpului și pot fi executate în două soluții:

- fundații cu talpă de beton armat;
- fundații cu bloc de beton simplu și cuzinet de beton armat.

Cu toate că între cele două tipuri de fundații există diferențe constructive importante, principiul de calcul și dimensionare este similar.

Fundații cu talpă de beton armat

Acest tip de fundații se execută din beton armat sub forma unor plăci masive, de formă paralelipipedică dacă suprafața tălpii este mică ($S<1m^2$), sau în forma de obelisc dacă suprafața este mai mare (fig 8.14).



a). paralelipiped b). obelisc

Fig. 8.14 – Tipuri de fundații izolate cu talpa din beton armat

La fundațiile în formă de obelisc se asigură în jurul bazei stâlpului o porțiune orizontală de 5 cm lățime, pentru a permite rezemarea cofrajului stâlpului.

Între corpul fundației turnate și teren se prevede, în cazurile curente, un strat de beton de egalizare având grosimea de circa 5 cm.

Stabilirea înălțimii fundației se face din considerente economice, ținând seama că pentru asigurarea rigidității necesare fundației în vederea repartizării presiunilor pe teren, raportul H/L (între înălțimea fundației și latura cea mai mare a bazei fundației) trebuie să respecte valorile minime din tabelul 8.10.

Tabelul 8.10

Presiunea maximă pe teren în daN/cm^2	Valorile (H/L) peste care nu mai este necesară verificarea la forța tăietoare pentru beton C8/10	H/L minim
1,0 1,5	0,22 0,25	0,25
2,0 2,5	0,28 0,30	0,27
3,0 3,5	0,30 0,33	0,29
4,0 4,5	0,33 0,33	0,33
5,0 5,5 6,0	0,33 0,33 0,33	0,35

Pentru raportul H/B se recomandă valorile minime din tabelul 8.10 (ultima coloană). Dacă raportul H/B este mai mare decât valorile din coloana mijlocie a tabelului, nu mai este necesară verificarea la forță tăietoare.

Înălțimea minimă constructivă H a tălpii este de 30 cm. Înălțimea H la marginea obeliscului fundației se ia de obicei egală cu H/3.....H/2, dar cel puțin 20 cm.

Dimensiunile tălpii (B și L) rezultă din calcul punând condiția ca presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare să nu fie depășită.

Fundații cu bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat

Fundațiile de acest tip sunt alcătuite dintr-un bloc din beton simplu, pe care stâlpul reazemă prin intermediul unui cuzinet din beton armat (fig. 8.15).

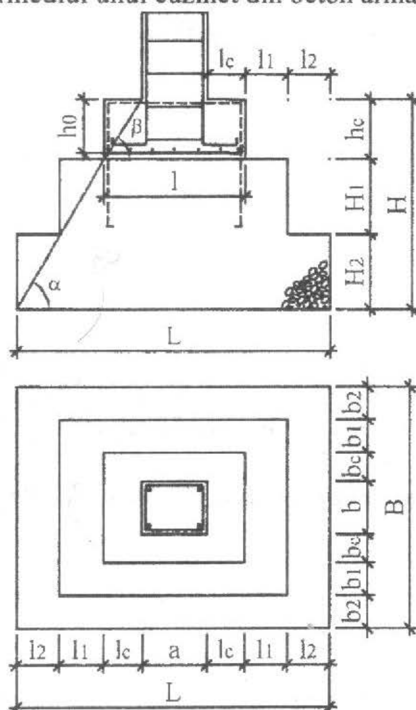


Fig. 8.15 - Fundație cu bloc din beton simplu și cuzinet din beton armat

Blocul de beton simplu este alcătuit din 1...3 trepte, astfel alese încât să se asigure dimensiuni corespunzătoare ale tălpii. Turnarea treptelor se va realiza la un interval de timp minim, astfel încât să se asigure conlucrarea betonului.

Cuzinetul are în mod obișnuit formă prismatică. În cadrul cuzineților cu dimensiuni mai mari, se poate teși fața superioară, similar cu fundațiile din beton armat sub formă de obelisc.

Dimensiunile l și b ale cuzinetului, alease pe considerente economice, trebuie să satisfacă următoarele valori ale raportului l/L respectiv b/B (în care L și B sunt dimensiunile blocului de beton simplu).

l/L (b/B) = 0,55....0,65 - pentru bloc cu o singură treaptă;

l/L (b/B) = 0,40....0,50 – pentru bloc cu 2....3 trepte.

Înălțimea totală „H" a blocului cu o singură treaptă este de cel puțin 40 cm. Dacă blocul este format din două sau trei trepte, înălțimile H_1, H_2 eventual H_3 ale fiecărei trepte sunt de cel puțin 30 cm.

Raportul tgα, dintre înălțimile H_1, H_2 ... ale treptelor şi lungimile în consolă l_1, l_2 ...considerate pe ambele direcții, trebuie să respecte valorile indicate în tabelul 8.9, masivul de beton înscriindu-se în volumul delimitat de planul tangent cu înclinarea α conform figurii 8.14.

Pentru valori intermediare ale presiunii maxime pe teren, se poate utiliza valoarea corespunzătoare presiunii imediat superioare celei efective.

Stabilirea înălțimii cuzinetului nu va fi mai mică de 30 cm, trebuie să satisfacă condiția:

$$tg\beta = \frac{h}{l} > \frac{2}{3} \quad (8.25)$$

$$\frac{h}{b} \geq 0.25 \quad (8.26)$$

Dacă înălțimea h a cuzinetului se alege astfel încât:

$$tg\beta = \frac{h}{l} \geq 1; (\beta \geq 45°) \quad (8.27)$$

nu mai este necesară verificarea la forțe tăietoare.

Dimensiunile tălpii (B şi L) rezultă din calcul punând condiția ca presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare să nu fie depăşită.

Stabilirea dimensiunilor în plan ale bazei fundației la fundațiile izolate sub stâlpi.

Dimensiunile tălpii fundației se stabilesc prin verificarea condiției general valabile (8.1), ca presiunea maximă acceptată pe terenul de fundare să nu fie depăşită.

Atunci când la calculul terenului de fundare se folosesc presiunile convenționale, în funcție de tipul de solicitare, rezultă următoarele relații de calcul:

– **pentru solicitări centrice:**

$$p_{ef} = \frac{N + G_f}{B \times L} \leq p_{conv} \quad (8.28)$$

în care:

N – încărcarea axială de calcul transmisă de stâlp asupra fundației;

G_f – greutatea proprie de calcul fundației (inclusiv a umpluturii de pământ la fundațiile în trepte).

– **pentru solicitări excentrice după o direcție:**

$$p_{ef\,1,2} = \frac{N + G_f}{B \times L} \pm \frac{M}{W} = \frac{N + G_f}{B \times L}(1 \pm \frac{6e}{L}) = \langle {p_{ef\,1} \atop p_{ef\,2}} \quad (8.29)$$

$$p_{ef\,1} = p_{ef\,max} \leq 1{,}2 p_{conv}; \quad (8.30)$$

$$p_{ef\,2} = p_{ef\,min} \geq 0 \qquad \text{(recomandare)} \qquad (8.31)$$

$$p_{ef} = \frac{p_{ef\,1} + p_{ef\,2}}{2} = \frac{N + G_f}{L \times B} \leq p_{conv} \qquad (8.32)$$

în care:

M – momentul încovoietor faţă de mijlocul bazei fundaţiei, dat de toate încărcările ce acţionează asupra fundaţiei;

$W = \frac{L^2 \times B}{6}$ - modulul de rezistenţă în direcţia solicitării M;

$e = \frac{M}{N + G_f}$ - excentricitatea în direcţia solicitării M.

– **pentru solicitări excentrice după două direcţii:**

$$p_{ef\,1,2,3,4} = \frac{N + G_f}{B \times L} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} = \frac{N + G_f}{B \times L}\left(1 \pm \frac{6e_x}{L} \pm \frac{6e_y}{B}\right) = \left\langle \begin{matrix} p_{ef\,1} \\ p_{ef\,2} \\ p_{ef\,3} \\ p_{ef\,4} \end{matrix} \right. \qquad (8.33)$$

$$p_{ef\,max} \leq 1{,}4 p_{conv}; \qquad (8.34)$$

$$p_{ef\,min} \geq 0 \qquad \text{(recomandare)} \qquad (8.35)$$

$$p_{ef} = \frac{p_{ef\,1} + p_{ef\,2} + p_{ef\,3} + p_{ef\,4}}{4} = \frac{N + G_f}{L \times B} \leq p_{conv} \qquad (8.36)$$

în care:

M_x, M_y - momentele încovoietoare faţă de mijlocul bazei fundaţiei, date de toate încărcările ce acţionează asupra fundaţiei pe cele două direcţii de solicitare;

$W_x = \frac{L^2 \times B}{6}; W_y = \frac{L \times B^2}{6}$ - modulul de rezistenţă pe cele două direcţii de solicitare;

$e_x = \frac{M_x}{N + G_f}; e_y = \frac{M_y}{N + G_f}$ - excentricităţile pe cele două direcţii de solicitare.

Raportul între B şi L se ia cât mai apropiat de raportul dimensiunilor secţiunii stâlpului fundat.

Greutatea fundaţiei (G_f) fiind necunoscută, se poate aproxima în prima fază la valoarea:

$$G_f \cong 0{,}1N \qquad (8.37)$$

urmând ca ulterior, după evaluarea lui G_f, să se verifice încă o dată presiunea pe teren, corectându-se eventual B şi L.

Armarea tălpii fundației de beton armat și a cuzinetului fundației de beton simplu

Fundația izolată din beton armat și cuzinetul fundației din beton simplu se armează la partea inferioară cu o plasă din bare legate sau sudate dispuse paralel cu laturile, având distanța maximă între bare de 25 cm.

Procentul minim de armare pe fiecare direcție se ia de 0,5% raportat la secțiunea Bxh_o.

În cazul fundațiilor pentru care rezultă armări din condiția de procent minim de armare, se pot folosi armături cu diametrul minim de 8 mm.

La fundațiile sub formă de obelisc și la cuzineții teșiți se mai prevede o armătură constructivă (c), compusă din două sau mai multe bare având diametrul de minim 10mm dispuse pe fiecare dintre cele două direcții ortogonale la distanța de cca. 50cm (fig. 8.13b).

Armăturile stâlpilor sau mustățile se ancorează în fundație cu lungimile prescrise pentru înnădirea armăturilor.

La calcularea ariilor de armătură necesare se încarcă talpa fundației (cuzinetul) cu diagrama de presiuni pe teren (bloc de beton simplu) provenită din încărcările exterioare, considerată ca reacțiuni. Talpa fundației se descompune în patru console, delimitate de conturul fundației și de patru drepte duse din colțurile secțiunii stâlpului care fac cu laturile acestuia unghiuri de 45°.

Cele patru console se consideră încastrate în secțiunile de la marginea stâlpului, momentele încovoietoare date de reacțiuni calculându-se în aceste secțiuni. Momentele încovoietoare sunt egale cu rezultanta presiunii pe consola considerată înmulțită cu distanța de la punctul ei de aplicare la secțiune în care se calculează momentul încovoietor.

În funcție de natura încărcărilor din stâlpi (centrică, excentrică), valorile momentelor încovoietoare necesare calculului ariilor de armătură sunt exprimate direct cu una din relațiile următoare după caz:

Caz I – Fundații pătrate și stâlpi cu secțiunea pătrată, cu încărcare centrică (figura 8.16):

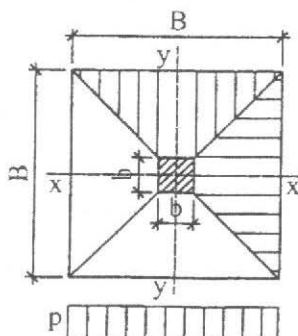


Fig. 8.16 – Schema de calcul pentru cazul I

$$M_x = M_y = \frac{2B+b}{24}(B-b)^2 \cdot p \qquad (8.37)$$

Caz II a – Fundații dreptunghiulare cu încărcare excentrică și $l_x > l_y$ (figura8.17):

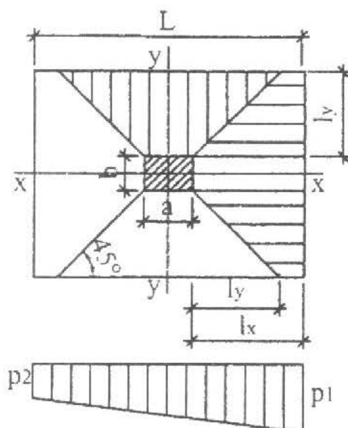


Fig. 8.17 – Schema de calcul pentru cazul II a

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} \qquad (8.38)$$

$$M_x = \frac{3}{4} \cdot \frac{(p_1 + p_2)^2}{p_1 + 2p_2} \cdot \left(\frac{Bl_x^2}{2} - \frac{l_y^3}{3} \right) \qquad (8.39)$$

$$M_y = \frac{p_{med} l_y^2}{6}(3b + 4l_y) \qquad (8.40)$$

Caz II b – Fundații dreptunghiulare cu încărcare excentrică și $l_y > l_x$ (figura8.18):

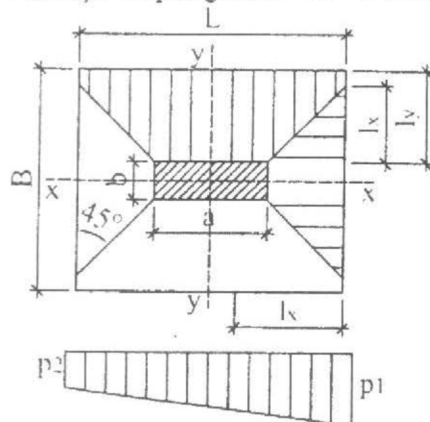


Fig. 8.18 – Schema de calcul pentru cazul II b

$$p_{med} = \frac{p_1 + p_2}{2} \quad (8.38)$$

$$M_x = \frac{3}{24} \cdot \frac{(p_1 + p_2)^2}{p_1 + 2p_2} l_x^2 (3a + 4l_x) \quad (8.41)$$

$$M_y = \frac{p_{med}}{6}(3Ll_y^2 - 2l_x^3) \quad (8.42)$$

Termenii din relaţiile de calcul ale momentelor se regăsesc pe schemele de calcul (fig. 8.16...8.18).

Cu valorile momentelor M_x şi M_y se calculează ariile de armătură după cele două direcţii cu relaţiile de dimensionare ale secţiunilor dreptunghiulare de beton simplu armate.

Armatura rezultată din calcul se va distribui uniform pe ambele direcţii la fundaţiile pătrate. La fundaţiile dreptunghiulare armătura se distribuie uniform pe latura mică a bazei fundaţiei, iar pe cealaltă direcţie uniform pe porţiunea din latura mare delimitată de dreptele duse la 45°. Pe restul laturii mari se va prevedea o armătură suplimentară cu aceeaşi secţiune pe metru liniar.

8.5 EXEMPLU DE DIMENSIONARE A UNEI FUNDAŢII CONTINUE SUB ZIDURI

Se va exemplifica în continuare dimensionarea fundaţiei continue sub ziduri pentru construcţia prezentată în capitolele anterioare.

Studiul geotehnic

Se pesupune că în urma unui studiu geotehnic efectuat în amplasament prin foraje deschise s-a evidenţiat următoarea stratificaţie a terenului tabelul (8.11):

Tabelul 8.11

Limită strat [m]	Grosime strat [m]	Apa subterană [m]	Descriere strat
0,00 0,25	0,25		Sol vegetal
0,25 1,60	1,35		Nisip argilos cafeniu-cenuşiu umed
1,60 2,70	1,10	2,30	Nisip fin-mijlociu slab prăfos cenuşiu-cafeniu foarte umes saturat în bază

În tabelul anterior se consideră că nivelul 0,00 este nivelul terenului sistematizat.

În urma prelevării de probe netulburate din stratul de nisip argilos și a determinărilor de laborator s-au pus în evidență următoarele caracteristicile ale acestuia:

- greutatea volumică în stare naturală: γ=18,0 kN/m^3
- umiditatea naturală w=17,5%
- indicele porilor e=0,50
- consistența I_C=0,50

Conform tabelului 8.5 se determină presiunea convențională de bază:

$$\bar{p}_{conv} = 300kPa = 3{,}0daN / cm^2$$

Stabilirea adâncimii de fundare

Construcția este situată în Timișoara, zonă în care adâncimea de îngheț este 60...70cm. (conform fig. 8.1). Deasemenea, este o construcție definitivă iar terenul este supus înghețului. Apa subterană se găsește la 2,30m de la nivelul terenului conform studiului geotehnic.

Rezultă conform tabelului 8.1 că se va alege adâncimea de fundare cu 20cm în plus față de adâncimea de îngheț, adică 90cm față de nivelul terenului.

Pentru fundația scării de beton armat situată la interior (ferită de acțiunea înghețului) adâncimea de fundare va fi de 50cm față de nivelul terenului.

Cota ±0,00 a construcției se găsește cu 60cm mai sus decât nivelul terenului și de aceea cota de fundare raportată la cota ±0,00 este –1,50m, iar pentru fundația scarii cota de fundare este –1,10m.

Se va utiliza pentru fundație beton simplu de clasă C6/7,5.

Dimensionarea fundațiilor

Stabilirea încărcărilor date de o fâșie de 1m de perete Q, reprezintă de fapt încărcările la bază stabilite în urma verificării la sarcini gravitaționale pereților interior respectiv exterior.

- pentru perete exterior Q= $N_{5\text{-}5}$=8284 daN;

- pentru perete interior Q= $N_{5\text{-}5}$=6653 daN;

Deoarece fundația peretelui exterior este mai încărcată decât fundația peretelui interior, fundația exterioară va rezulta de dimensiuni mai mari decât fundația interioară.

a).Dimensionarea fundației exterioare

Valoarea corectată a presiunii convenționale va fi pentru o lățime a tălpii de 50cm:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D$$

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1(B-1)=300x0,05x(0,5-1)=-7,5 \text{ kPa}$$

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} = 300\frac{0,9-2}{4} = -82.5\text{kPa}$$

$$p_{conv} = 300\text{-}7,5\text{-}82,5=210\text{kPa}=2,1\text{daN/cm}^2$$

Petru o lățime a tălpii fundației 50cm, înălțimea fiind de 90cm și un soclu de 40cm lățime și 45cm înălțime rezultă greutatea proprie a fundației:

Greutatea proprie a fundației pentru peretele interior

g_{soclu}=1,3x0,40x0,45x2400=562daN

$g_{fundație}$=1,3x0,5x0,9x2400=1560daN

G_f=2122daN

$$p_{ef}=\frac{Q+G_f}{A}=\frac{8284+2122}{50x100}=2,08\text{daN}/\text{cm}^2 < p_{conv}=2,1\text{daN/cm}^2$$

Relația de verificare este satisfăcută

b).Dimensionarea fundației interioare

Valoarea corectată a presiunii convenționale va fi pentru o lățime a tălpii de 45cm:

$$p_{conv} = \bar{p}_{conv} + C_B + C_D$$

$$C_B = \bar{p}_{conv} K_1(B-1)=300x0,05x(0,45-1)=-8,2 \text{ kPa}$$

$$C_D = \bar{p}_{conv} \cdot \frac{D_f - 2}{4} = 300\frac{0,9-2}{4} = -82.5\text{kPa}$$

$$p_{conv} = 300\text{-}8,2\text{-}82,5=209,3\text{kPa}\sim 2,1\text{daN/cm}^2$$

Petru o lățime a tălpii fundației 40cm, înălțimea fiind de 90cm și un soclu de 35cm lățime și 45cm înălțime rezultă greutatea proprie a fundației:

Greutatea proprie a fundației pentru peretele interior

g_{soclu}=1,3x0,35x0,45x2400=491daN

$g_{fundație}$=1,3x0,45x0,9x2400=1264daN

G_f=1755daN

$$p_{ef}=\frac{Q+G_f}{A}=\frac{6653+1755}{45x100}=1,89\text{daN}/\text{cm}^2 < p_{conv}=2,1\text{daN/cm}^2$$

Relația de verificare este satisfăcută.

În figura 8.19 este trasat planul de fundații având în vedere dimensiunile stabilite anterior. În figura 8.20 a) și b) se prezintă detaliile de alcătuire pentru fundația exterioară respectiv interioară.

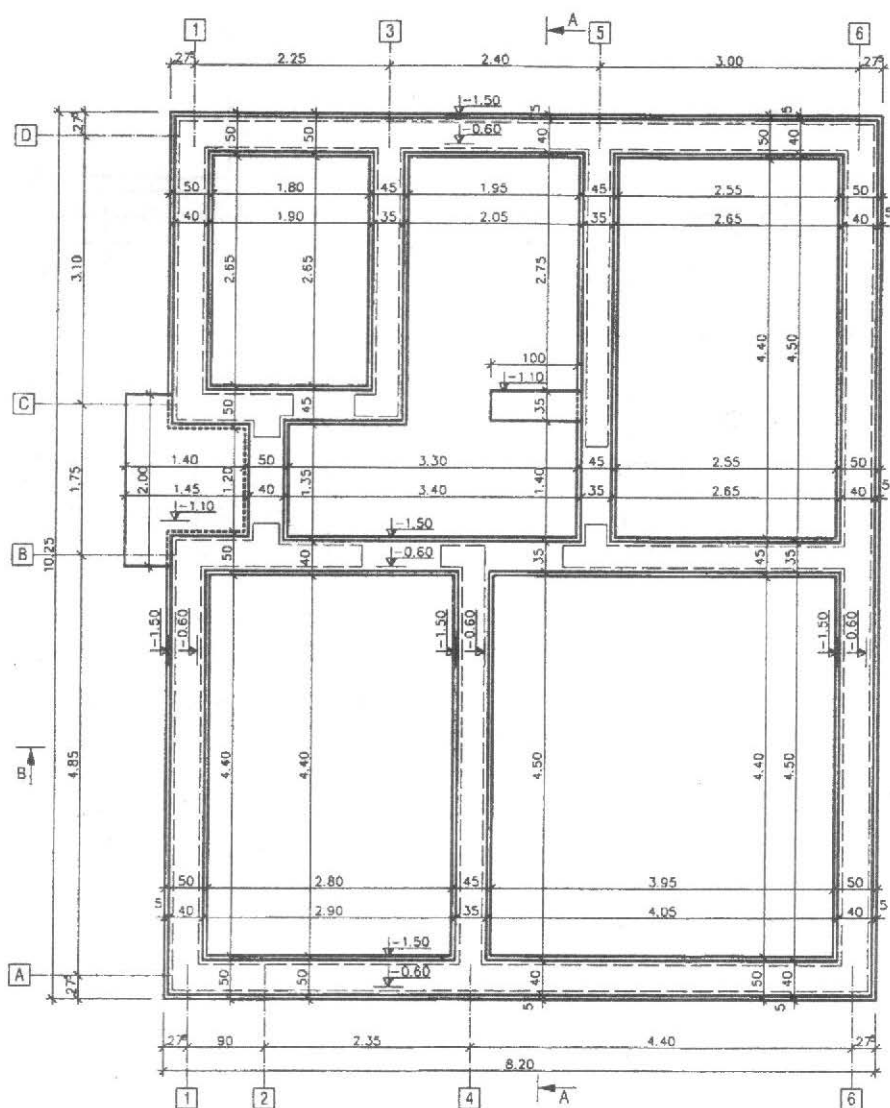
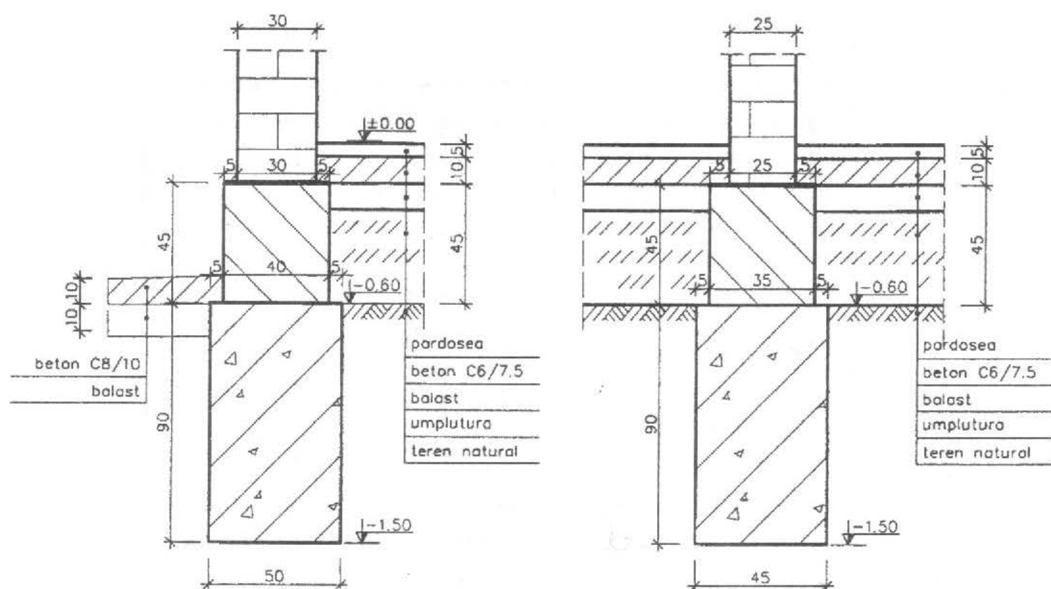


Fig. 8.19 – Plan fundații



a). fundaţie exterioară b). fundaţie interioară

Fig. 8.20 – Detalii fundaţii

CAP 9. DETALII DE EXECUȚIE

9.1 DETALII DE PARDOSELI

Pardoseala este un ansamblu de elemente de finisaj, nestructural, care asigură posibilitatea circulației.

În acest subcapitol se prezintă modul de alegere a soluțiilor optime de pardoseli, în funcție de destinația spațiilor și de condițiile specifice de exploatare ale acestora. Se pot utiliza și alte materiale și tehnologii noi decât cele prezentate în continuare în condițiile stabilite de agrementul tehnologic al produselor.

Clasificarea pardoselilor

După poziția lor față de construcție:

- pardoseli exterioare: expuse intemperiilor, aflate în exteriorul spațiului construit sau destinate balcoanelor și acoperișurilor terasă;
- pardoseli interioare: aflate în interiorul spațiului construit.

După continuitatea suprafeței:

- pardoseli continue: turnate monolit (la fața locului), cu sau fără rosturi;
- pardoseli discontinue: din elemente prefabricate, dispuse cu rosturi etanșe sau neetanșe.

După senzația rece – cald:

- calde;
- semicalde;
- reci.

Această ultimă clasificare se cuantifică prin energia disipată la contactul piciorului neîncălțat cu pardoseala.

Proiectarea detaliilor de pardoseli se face respectând următoarele:

- cerințele utilizatorului;
- destinația spațiilor respective;
- solicitărilie la care va fi supusă pardoseala în timpul exploatării;
- dimensiunile spațiilor;
- natura terenului de fundare sau a elementului de rezistență pe care se așează pardoseala.

Cerințele de calitate stabilite de Legea 10/1995 [23] impun pardoselilor unele condiții tehnice specifice de realizare, în funcție de materialul din care sunt executate acestea. Pardoselile se proiectează respectând condițiile tehnice, criteriile de performanță și nivelurile de performanță cuprinse în normativul GP 037-98.

Principii de alcătuire a pardoselilor

Pardoselile se realizează în general din mai multe straturi aşezate pe un pat din pământ sau planşee din beton armat sau prefabricat.

Straturile principale ale pardoselilor sunt in general următoarele:

- stratul de uzură (îmbrăcămintea de pardoseală);
- stratul suport;
- unul sau mai multe straturi intermediare.

Fiecare din straturile pardoselii pot fi executate în soluţie de tip monostrat sau multistrat.

Stratul de uzură (îmbrăcămintea) este supus direct tuturor sarcinilor şi acţiunilor în timpul utilizării şi trebuie să asigure:

- rezistenţa la sarcini statice şi dinamice;
- siguranţa în utilizare;
- confortul termic şi acustic;
- clasa de combustibilitate normală;
- igiena şi protecţia mediului;
- confortul tactil şi estetic;
- posibilitatea de reparare sau înlocuire etc.

Stratul suport şi eventualele straturi intermediare se prevăd între stratul de uzură şi pat.

Materialele din care sunt alcătuite trebuie să îndeplinească funcţie de soluţia adoptată, următoarele condiţii:

- să preia şi să transmită patului sarcinile statice şi dinamice; să preia diferenţele de solicitări din contracţii dintre stratul suport şi îmbrăcăminte.
- să permită menţinerea calităţii stratului de uzură pe toată perioada de viaţă a acestuia;
- să permită menţinerea curăţeniei şi să împiedice dezvoltarea microorganismelor, insectelor sau rozătoarelor;
- să acopere toate denivelările planşeului;
- să acopere eventualele conducte existente la suprafaţa stratului suport de rezistenţă;
- să asigure izolarea fonică şi termică suplimentară, atunci când condiţiile o impun;
- să asigure ruperea capilarităţii şi impiedicarea pătrunderii apelor freatice, în cazul în care pardoseala se execută direct pe pământ.

Legătura între straturi poate fi pe toată suprafaţa, pe una până la patru laturi, în puncte sau liberă (flotantă).

Stratul suport poate avea funcţiuni de strat de completare sau de pantă, strat de egalizare, strat de protecţie peste straturile intermediare susceptibile de a fi distruse sau de dală flotantă.

Stratul intermediar poate avea rol de termoizolaţie sau fonoizolaţie.

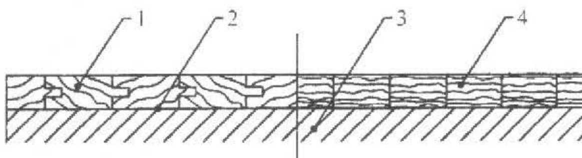
Dala flotantă este un ansamblu fonoizolant compus din:

- dala propriu-zisă realizată din elemente prefabricate din beton armat, din plăci din fibre de lemn aglomerate, din plăci de gips-carton sau din şape armate sau betoane turnate;
- stratul de egalizare care se execută când fonozolaţia nu poate prelua denivelările patului;
- stratul de protecţie tehnologică care se foloseşte pentru a evita crearea de punţi rigide în masa stratului de izolare fonică prin pătrunderea laptelui de ciment în timpul turnării dalei;
- stratul de izolare fonică ce va fi dispus peste stratul de egalizare de mortar de ciment sau nisip, între pereţi şi dala de beton, precum şi în jurul altor elemente de construcţii şi instalaţii care străpung planşeul; se realizează din materiale cu modul de elasticitate dinamică scăzut (saltele din fibră de sticlă, granule de plută, pâslă, plăci din fibră de sticlă, plăci din vată minerală, spumă din răşini sintetice) sau altele similare din punct de vedere al modulului de elasticitate dinamic (polistiren expandat ecruisat, PFL poros bitumat etc.).

Patul este stratul care preia sarcinile statice şi dinamice din exploatare şi poate fi constituit din: pământ sau planşeu de rezistenţă.

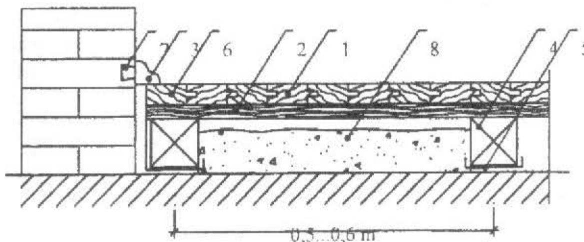
În figurile următoare se prezintă diferite detalii de alcătuire a pardoselilor, ce se pot utiliza la construcţiile de locuit.

a). Pardoseli calde



1 - parchet cu lambă şi uluc, din lemn de fag, stejar sau cer;
2 – mortar adeziv;
3 – strat suport,
4 - parchet lamelar.

Fig. 9.1 – Pardoseli din parchet lamelar sau parchet cu lambă şi uluc, montate prin lipire cu mortar adeziv



1 – lamelă de parchet;
2 – duşumea oarbă;
3 – pervaz;
4 – grinzişoare;
5 – strat de carton bitumat;
6 - friz;
7 – diblu de lemn;
8 – umplutură uscată.

Fig. 9.2 – Pardoseli din parchet parchet cu lambă şi uluc, pe duşumea oarbă fixată pe grinzişoare

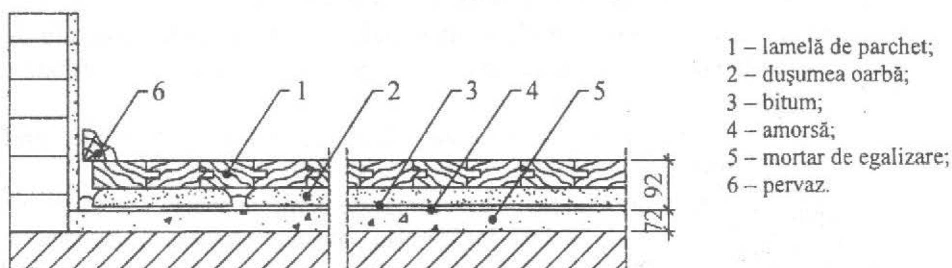


Fig. 9.3– Pardoseli din parchet parchet cu lambă şi uluc, pe duşumea oarbă lipită cu bitum

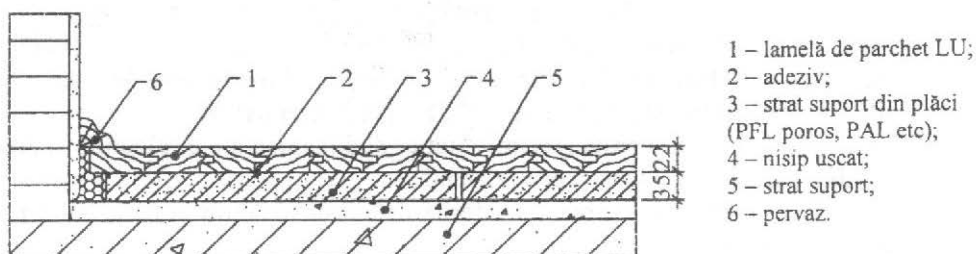


Fig. 9.4 – Pardoseli din parchet lamelar sau parchet cu lambă şi uluc montate prin lipire pe plăci aglomerate aşezate pe sol

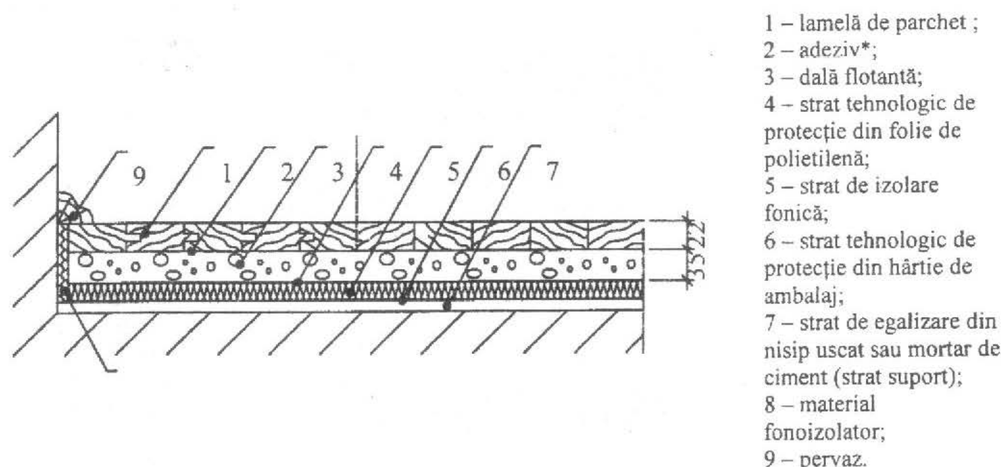
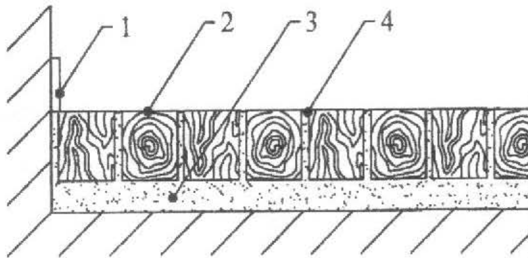


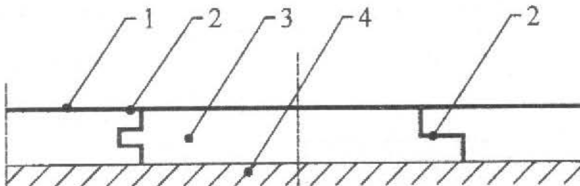
Fig. 9.5 – Pardoseli din parchet lamelar sau parchet cu lambă şi uluc montate prin lipire cu adeziv pe dală flotantă

*Adezivul se foloseşte numai în cazul în care materialul din care este alcătuit dala flotantă nu permite baterea în cuie.



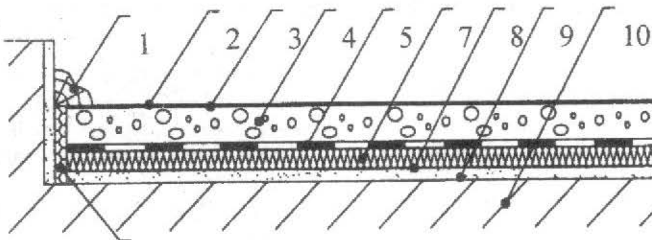
1 – plintă din lemn;
2 – pavele din lemn;
3 – strat de poză din nisip;
4 – rost de umplere cu mastic de bitum sau chit permanent elastic.

Fig. 9.6 – Pardoseli din pavele de lemn masiv



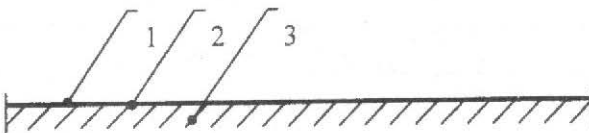
1 – covor din mase plastice;
2 – adeziv;
3 – plăci din fibre de lemn aglomerate;
4 – strat suport.

Fig. 9.7 – Pardoseli cu stratul de uzură din covor din mase plastice fără suport textil, aplicate pe plăci din fibre de lemn aglomerate sau ghips-carton



1 – pervaz din lemn;
2 – covor din mase plastice fără suport textil;
3 – adeziv;
4 – dală flotantă (turnată şi armată);
5 – protecţie fonoizolaţie din polietilenă;
6 – material fonoizolator;
7 – strat de izolare fonică;
8 – strat separaţie din hârtie de ambalaj;
9 – strat de egalizare din nisip uscat sau din mortar de ciment;
10- strat suport.

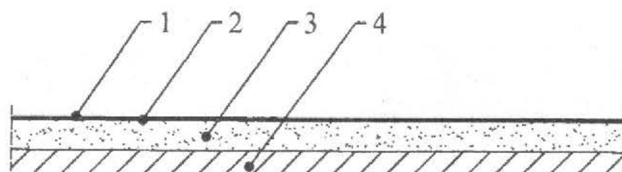
Fig. 9.8 – Pardoseli cu stratul de uzură din covor din mase plastice fără suport textil, aplicate pe dală flotantă



1 – covor din mase plastice sau mochetă cu suport textil sau substrat fonoizolant;
2 – adeziv;
3 – strat suport cu faţa netedă.

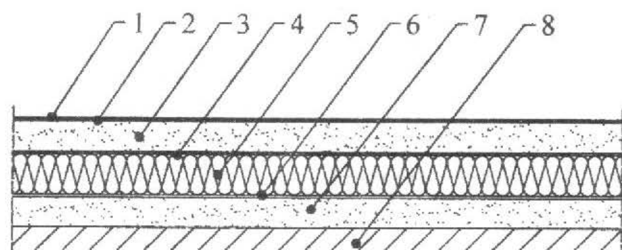
Fig. 9.9 – Pardoseli cu stratul de uzură din covor din mase plastice fără suport textil, aplicate pe dală flotantă

b). Pardoseli semicalde



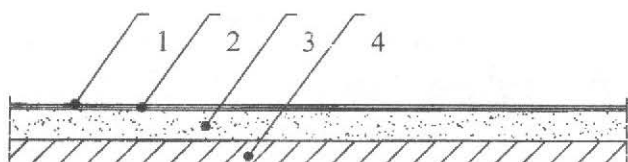
1 – covor din mase plastice;
2 – adeziv;
3 – șapă din mortar de ciment fin drișcuit;
4 – pat din b.a.

Fig. 9.10 – Pardoseli cu strat de uzură din covor și dale din mase plastice, fără suport textil, pe șapă din mortar de ciment fin drișcuită



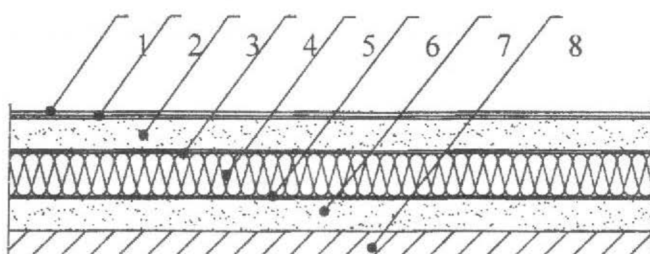
1 – covor din mase plastice;
2 – adeziv;
3 – șapă din mortar de ciment fin drișcuit;
4 – strat de protecție din folie de polietilenă
5 – strat de izolare fonică (plăci rigide de vată minerală);
6 – strat de protecție din hârtie de ambalaj;
7 – strat egalizare (mortar);
8 - pat din b.a. sau prefabricat.

Fig. 9.11 – Pardoseli cu strat de uzură din covor și dale din mase plastice, fără suport textil, pe șapă din mortar de ciment fin drișcuită cu izolare fonică



1 – peliculă din rășină sintetică (epoxidică sau poliuretanică);
2 – grund (se prevede sau nu în funcție de tehnologia de aplicare a producătorului);
3 – strat suport(șapă din mortar);
4 – pat din b.a.

Fig. 9.12 – Pardoseli cu strat de uzură din rășini sintetice



1 – peliculă din rășină sintetică (epoxidică sau poliuretanică);
2 – grund (se prevede sau nu în funcție de tehnologia de aplicare a producătorului);
3 – șapă armată din mortar de ciment fin drișcuită
4 – strat de protecție din folie de polietilenă
5 – strat de izolare fonică rigid
6 – strat de protecție
7 – strat egalizator.

Fig. 9.13 – Pardoseli cu strat de uzură din rășini sintetice cu izolare fonică

c). Pardeseli reci

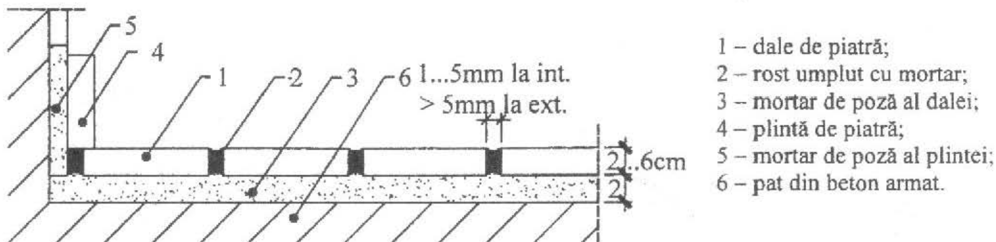


Fig. 9.14 – Pardoseli din dale sau plăci de piatră naturală (grosime variabilă funcție de duritatea rocii)

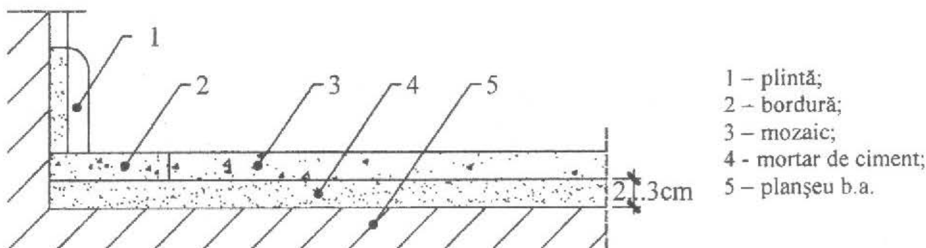
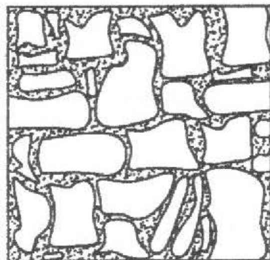
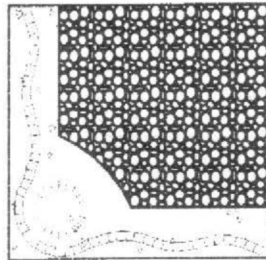


Fig. 9.15 – Pardoseli din mozaic

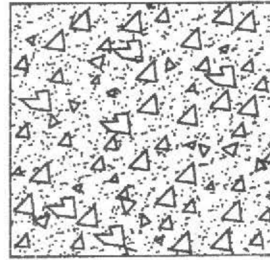
După aspectul suprafeței pardoselii avem diferite modele de mozaic turnat, din care trei se prezintă în figura 9.16



a). roman



b). venețian



c). florentin

Fig. 9.16 – Tipuri de mozaic

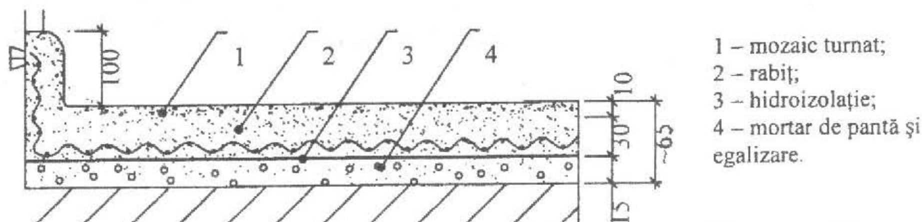
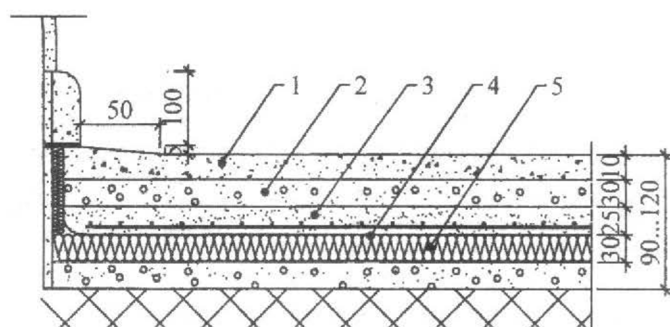
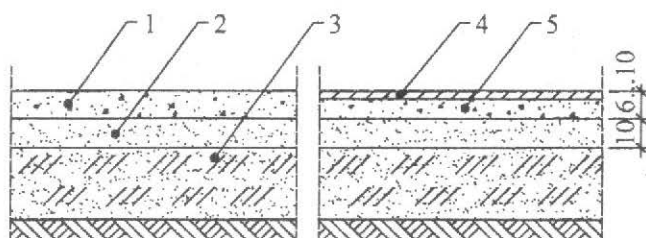


Fig. 9.17 – Pardoseli din mozaic cu grad de impermeabilitate mărită



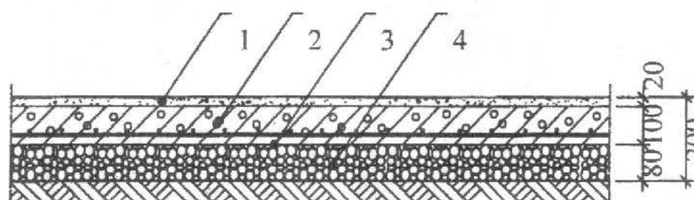
1 – mozaic turnat;
2 – mortar;
3 – șapă armată;
4 - hidroizolație;
5 – plăci fonoizolatoare.

Fig. 9.18 – Pardoseli cu îmbrăcăminți din mozaic turnat cu fonoizolație pe planșeu



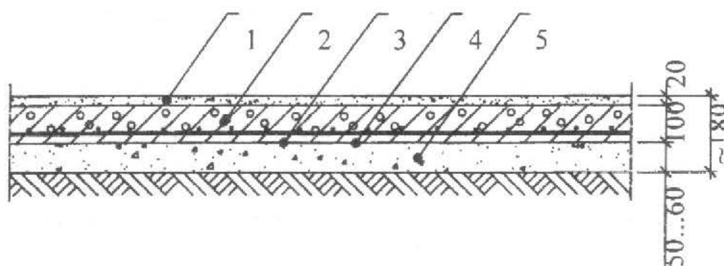
1 – strat de uzură din beton brut C8/10;
2 – strat din pietriș siuruit protejat la partea superioară;
3 – umplutură de pământ compactat;
4 – strat de uzură din beton C20/25;
5 – strat din beton slab armat.

Fig. 9.19 – Pardoseli cu strat de uzură din beton brut turnat monolit



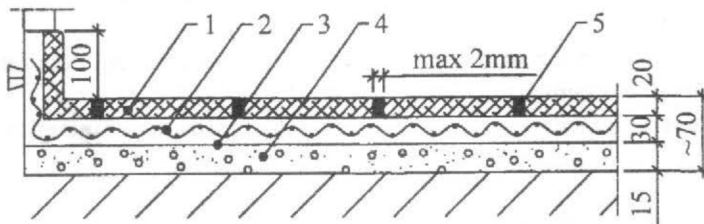
1 – ciment sclivisit și rolat;
2 – beton C8/10, slab armat;
3 – hârtie;
4 – pietriș ciuruit.

Fig. 9.20 – Pardoseli cu strat de uzură din mortar de ciment, varianta I



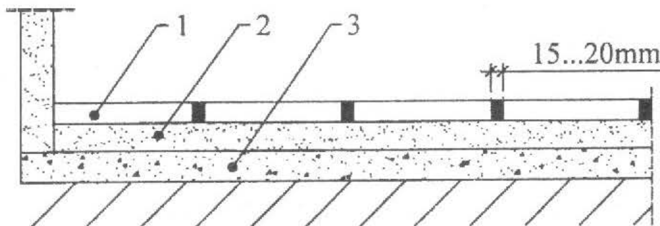
1 – ciment sclivisit și rolat;
2 – beton C8/10, slab armat;
3 – șapă;
4 – pietriș dat prin ciur.

Fig. 9.21 – Pardoseli cu strat de uzură din mortar de ciment, varianta II



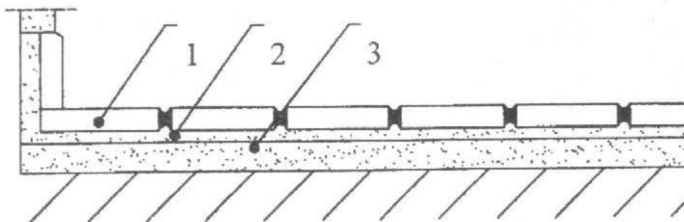
1 – dale mozaicate sau marmură artificială;
2. – mortar cu plasă de rabiț;
3 - șapă egalizare și mortar de pantă M100T;
4 – chit impermeabil.

Fig. 9.22 – Pardoseli cu strat de uzură din dale mozaicate, dale din beton sau marmură artificială montate pe mortar de poză cu impermeabilitate mărită



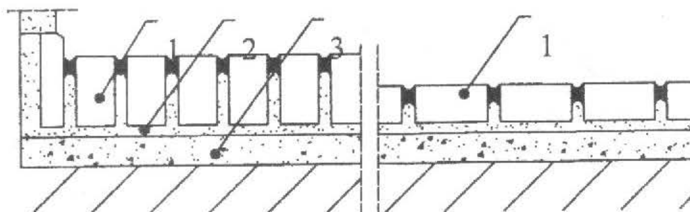
1 – dale din beton prefabricate;
2 – strat de nisip de minim 10cm;
3 – strat de balast sau piatră spartă.

Fig. 9.23 – Pardoseli cu strat de uzură din dale din beton montate pe strat de nisip



1 – plăci din gresie ceramică;
2 – mortar adeziv 5mm;
3 – strat de egalizare din mortar de ciment.

Fig. 9.24 – Pardoseli cu stratul de uzură din plăci de gresie ceramică



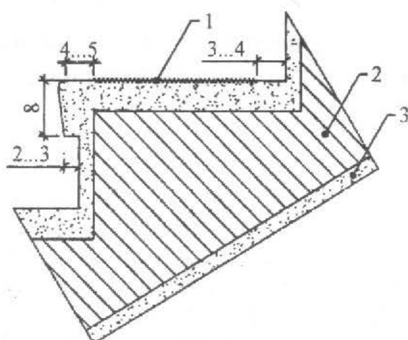
1 – cărămidă;
2 – strat de poză din nisip sau din mortar de ciment;
3 – mortar de ciment fluid.

Fig. 9.25 – Pardoseli cu stratul de uzură din cărămizi pline presate, așezate pe cant sau pe lat, pe suport rigid sau elastic

9.2 DETALII DE FINISAJE LA TREPTE DE BETON

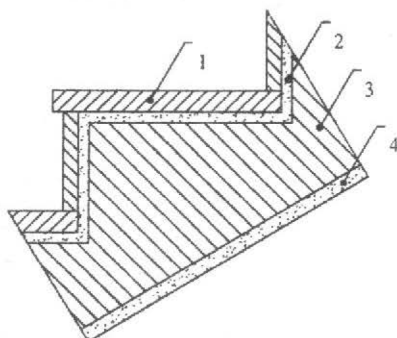
Pe lângă rolul de a asigura circulația pe verticală, scările au și un rol decorativ, de aceea finisarea lor este un element arhitectural important.

În continuare se prezintă câteva soluții posibile de realizare a finisajlor la treptele de beton .



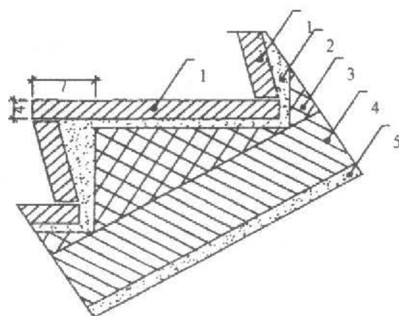
1 – mozaic turnat, buceardat;
2 – rampa scării;
3 – tencuială.

Fig. 9.26 – Finisarea treptelor de beton cu mozaic turnat



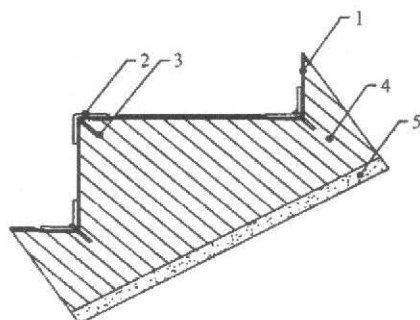
1 – dale din piatră naturală;
2 – mortar de poză;
3 – rampa scării;
4 – tencuială.

Fig. 9.27 – Finisarea treptelor cu dale de piatră naturală



1 – plăci prefabricate mozaicate;
2 – mortar de poză;
3 – trepte de beton simplu;
4 – rampa scării;
5 - tencuială.

Fig. 9.28 – Finisarea treptelor cu plăci prefabricate



1 – mochetă sau covor PVC;
2 – profil din PVC rigid sau inox;
3 – diblu conexpand;
4 – rampa scării;
5 – tencuială.

Fig. 9.29 – Finisarea treptelor cu mochetă sau covor PVC

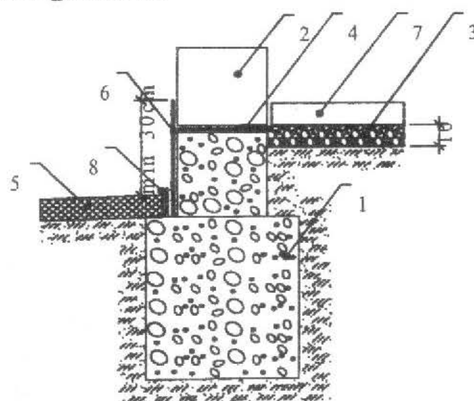
9.3 DETALII DE HIDROIZOLAȚII LA ELEMENTE DE CONSTRUCȚII

Hidroizolația bituminoasă se aplică pe suprafața elementelor de construcții asupra căreia acționează apa și este alcătuită din straturi continue de membrane bituminoase lipite și racordate etanș la rosturi, străpungeri etc.

Hidroizolația din membrane bituminoase trebuie presată între două elemente rigide de construcție. Încărcările transmise de construcție trebuie să acționeze continuu, perpendicular și cât mai uniform distribuite pe suprafața hidroizolației [33].

Hidroizolații la fundații contra umidității pământului

Pentru pereții exteriori ai clădirilor fără subsol, hidroizolația contra umidității pământului sau a apelor provenite din stropiri se execută conform detaliului de principiu din figura 9.30.



1 – fundație continuă;
2 – peretele exterior al construcției;
3 – strat de rupere a capilarității;
4 – hidroizolația orizontală bituminoasă;
5 – trotuar;
6 – hidroizolația soclului;
7 – pardoseală;
8 – dop de bitum.

Fig. 9.30 – Hidroizolație la pereți exteriori, la clădiri fără subsol

Hidroizolația orizontală bituminoasă (4) între fundație și pereți este alcătuită din 1-2 straturi de membrane bituminoase, lipite prin diferite procedee, conform agrementelor tehnice ale materialelor respective.

Sub pardoseală se aplică un strat de rupere a capilarității (3) din pietriș de 10cm grosime sau, unde este cazul, se poate aplica o hidroizolație din membrane bituminoase așezate pe suport de beton, dacă nivelul maxim al apelor freatice se află sub nivelul pardoselii la cca. 1m.

La socluri, pe minim 30cm înălțime, se aplică o tencuială impermeabilă sau o hidroizolație din membrane bituminoase protejate cu tencuială armată cu plasă de rabiț (6).

Detaliul de hidroizolație contra umidității pământului sau a apelor provenite din stropiri pentru pereții interiori ai clădirilor fără subsol este dat în figura 9.31.

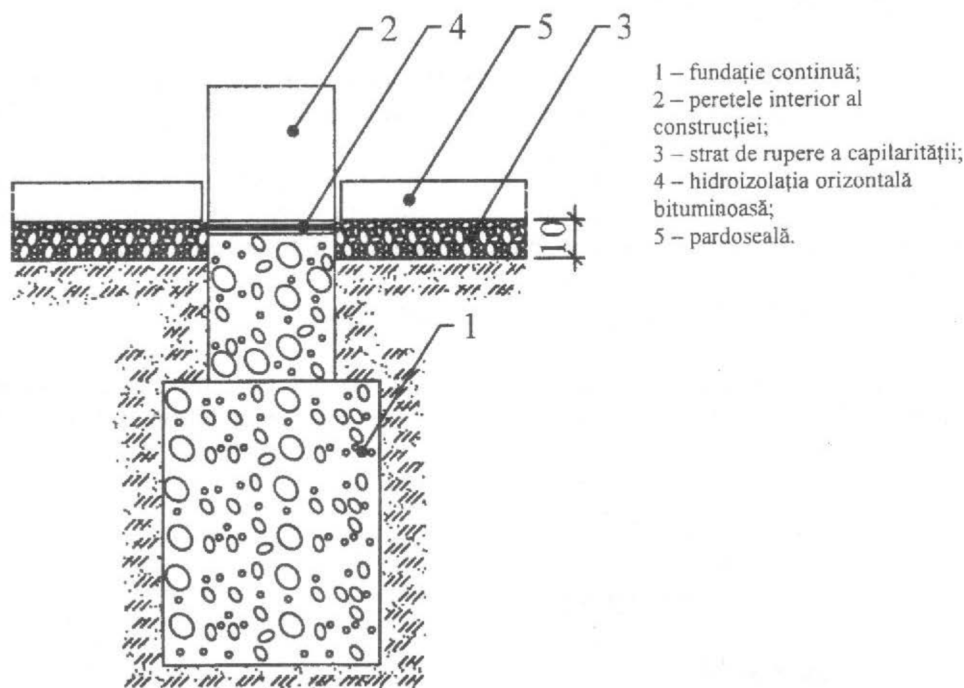


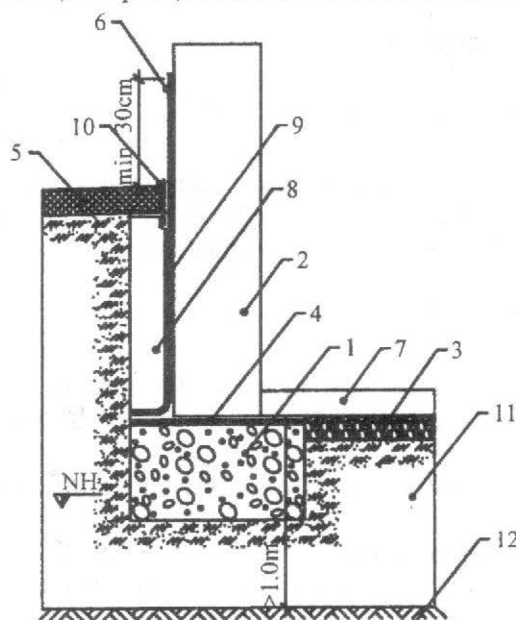
Fig. 9.31 – Hidroizolație la pereții interiori ai clădirilor fără subsol

La fundațiile pereților interiori hidroizolația bituminoasă se rezumă la hidroizolația orizontală, alcătuită la fel ca și la fundațiile pereților exteriori. Deasemenea sub pardoseală se dispune stratul de rupere a capilarității sau, unde este cazul, o hidroizolație din membrane bituminoase așezate pe suport de beton.

Hidroizolaţia contra umidităţii pământului sau a apelor provenite din stropiri la clădiri cu subsol pentru pereţi exteriori se realizează conform detaliului de principiu din figura 9.32.

Hidroizolaţia orizontală bituminoasă (4) între fundaţie şi pereţi este alcătuită din două membrane bituminoase. Sub pardoseală se realizează un strat de rupere a capilarităţii (3) din pietriş de 10cm grosime, sau o hidroizolaţie din foi bitumate pe suport de beton.

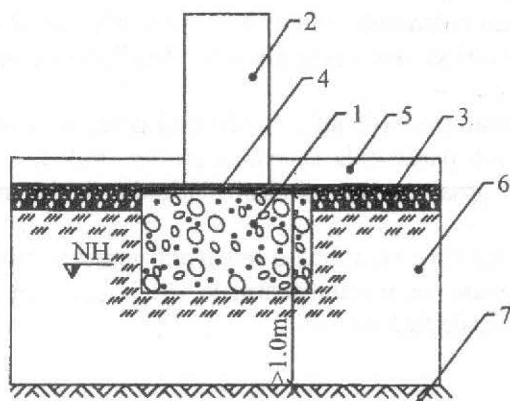
La socluri pe minim 30cm înălţime se aplică o tencuială impermeabilă sau o hidroizolaţie din foi bitumate protejate cu tencuială armată (6) în mod similar cu hidroizolaţia la pereţi exteriori la clădirile fără subsol.



1 – fundaţie continuă;
2 – peretele exterior al construcţiei;
3 – strat de rupere a capilarităţii;
4 – hidroizolaţia orizontală bituminoasă;
5 – trotuar,
6 – hidroizolaţia soclului;
7 – pardoseală;
8 – protecţia hidroizolaţiei verticale;
9 – hidroizolaţia verticală bituminoasă;
10 – dop de bitum;
11 – teren permeabil;
12 – teren cu permeabilitate redusă;
NH - nivel hidrostatic.

Fig. 9.33 – Hidroizolaţie la pereţii exteriori ai clădirilor cu subsol

Detaliul de hidroizolaţie contra umidităţii pământului sau a apelor din stropiri, pentru pereţii interiori ai clădirilor cu subsol, atunci când pardoseala subsolului se află la aceeaşi cotă este prezentat în figura 9.34.



1 – fundație continuă;
2 – peretele exterior al construcției;
3 – strat de rupere a capilarității;
4 – hidroizolația orizontală bituminoasă;
5 – pardoseală;
6 – teren permeabil;
7 – teren cu permeabilitate redusă.
NH - nivel hidrostatic.

Fig. 9.34 – Hidroizolație la pereții interiori ai clădirilor cu subsol

La fundațiile pereților interiori ai clădirilor cu subsol se realizează o hidroizolație orizontală alcătuită la fel ca și la fundațiile pereților exteriori. Deasemenea este necesar să se dispună stratul de rupere a capilarității sub pardoseală.

Hidroizolații la terase circulabile și necirculabile

Hidroizolațiile bituminoase la terase sunt alcătuite din straturi multiple, constituite din membrane bituminoase, care asigură protecția împotriva apelor din precipitații.

Hidroizolațiile se pot executa la cald, sau la rece prin lipirea membranelor bituminoase cu diferite substanțe.

La acoperișurile prevăzute cu termoizolație, sub aceasta, pe stratul rigid (beton de pantă), se aplică o barieră contra vaporilor alcătuită dintr-una sau două membrane bituminoase, impermeabile la apă și la vapori.

În figurile 9.35 a) și b) sunt date în detaliu modurile de alcătuire a teraselor circulabile, respectiv necirculabile:

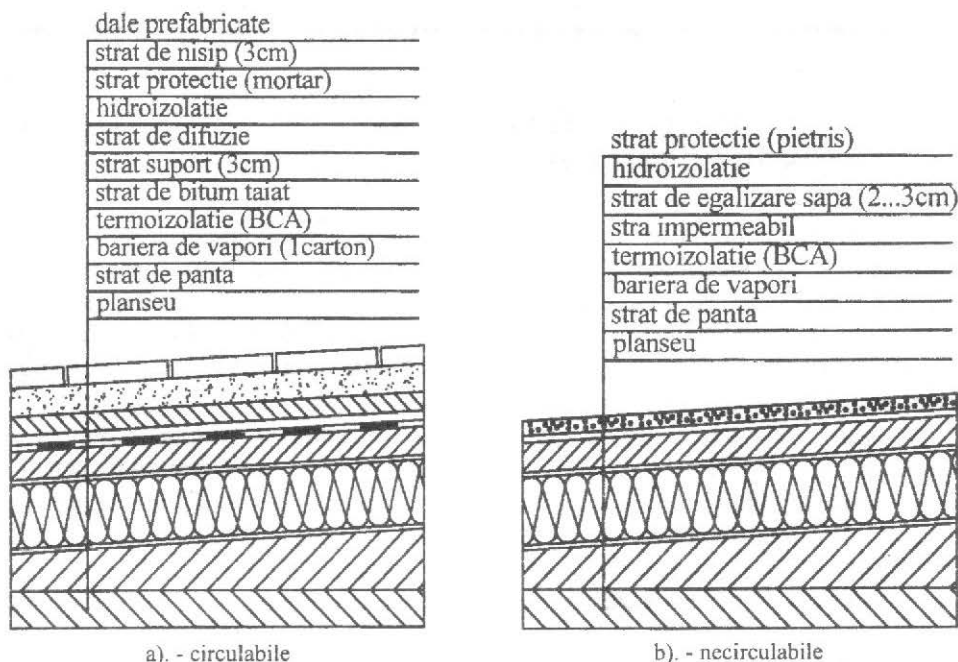


Fig. 9.35 – Detalii de terase

Stratul de pantă ce se aplică peste planşeul de rezistență poate fi alcătuit din beton uşor, granulit sau zgură, etc. Bariera contra vaporilor se dispune sub termoizolație şi se realizează dintr-o membrană bituminoasă. Deasupra termoizolației se prevede un strat impermeabil, de protecție împotriva laptelui de ciment ce se poate scurge din stratul de egalizare sau din stratul suport al hidroizolației, realizat din mortar de ciment M100, armat sau nearmat, în funcție de tasabilitatea materialului din care este alcătuită termoizolația.

Hidroizolația propriu-zisă este alcătuită dintr-unul sau două straturi de membrane bituminoase, în grosime de minim 2mm. Dacă aceasta este lipită în puncte şi pusă în contact cu exteriorul prin deflectoare sau guri de aerare, ea joacă şi rol de strat de difuzie a vaporilor.

În cazul teraselor circulabile, peste hidroizolație se prevede un strat de protecție a acesteia, realizat din mortar de ciment de cca. 2…3cm grosime, peste care se aşează un strat de nisip şi dalele prefabricate.

În cazul teraselor necirculabile, în vederea protecției acesteia împotriva radiațiilor solare, peste hidroizolația bituminoasă se poate prevedea un strat realizat din pietriş sau din nisip mărgăritar.

Există deasemenea posibilitatea utilizării de noi tipuri de membrane bituminoase, care au lipite pe o parte granule de diferite mărimi, din materiale diverse, cu rol, de protecție împotriva radiațiilor solare.

CAP 10. AUTORIZAREA CONSTRUCȚIILOR

10.1 PREVEDERI LEGALE PRIVIND AUTORIZAREA CONSTRUCȚIILOR

Executarea lucrărilor de construcții este permisă numai pe baza unei autorizații de construire sau desființare după caz. Lucrările de construcții sunt operatiunile specifice prin care se realizează construcții de orice fel - civile, industriale, agrozootehnice, edilitare subterane şi aeriene, căi de comunicații, lucrări inginereşti, de artă etc. sau se desființează astfel de construcții prin demolare, dezmembrare, dinamitare etc.

Autorizația de construire sau desființare se emite la solicitarea deținătorului titlului de proprietate asupra unui teren ori a altui act care conferă dreptul de construire.

Construcțiile civile, industriale, agricole sau de orice altă natură se pot realiza numai cu respectarea autorizației, emisă în condițiile legii [25] şi a reglementărilor privind proiectarea şi executarea construcțiilor.

Autorizația de construire sau desființare constituie actul de autoritate al administrației publice locale pe baza căruia se asigură aplicarea măsurilor prevazute de lege, referitoare la amplasarea, proiectarea, executarea şi funcționarea construcțiilor. Ea se emite în temeiul şi cu respectarea prevederilor documentațiilor de urbanism şi de amenajare a teritoriului.

Documentațiile de amenajare a teritoriului şi de urbanism cuprind ansamblurile de documente scrise şi desenate, referitoare la un teritoriu definit, prin care se analizează situația existentă şi se stabilesc obiectivele, acțiunile si măsurile de dezvoltare pe o perioadă determinată.

Structura documentațiilor de amenajare a teritoriului şi de urbanism cuprinde:

- planurile de amenajare a teritoriului;
- planurile urbanistice;
- regulamentele locale de urbanism.

Autorizațiile de construire sau desființare se emit în general de primarul localității unde va fi amplasată construcția.

Certificatul de urbanism este actul de informare prin care primăria, în conformitate cu prevederile planurilor urbanistice şi ale regulamentelor aferente acestora ori ale planurilor de amenajare a teritoriului, după caz, avizate şi aprobate potrivit legii, fac cunoscute solicitantului elementele privind regimul juridic, economic şi tehnic al terenurilor şi construcțiilor existente la data solicitării şi stabilesc cerințele urbanistice care urmează să fie îndeplinite în funcție de specificul amplasamentului, precum şi lista cuprinzând avizele şi acordurile legale, necesare în vederea autorizării.

În vederea eliberării certificatului de urbanism solicitantul se va adresa autorităților cu o cerere care va cuprinde atât elementele de identificare a imobilului pentru care se solicită certificatul de urbanism, cât şi elementele care definesc scopul solicitării. Certificatul de urbanism nu conferă dreptul de a executa lucrări de

construcţii. Autorizaţia de construire sau de desfiinţare se emite pe baza documentaţiei depuse, ce cuprinde:

- certificatul de urbanism;
- dovada titlului asupra terenului sau construcţiilor;
- proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii;
- avizele şi acordurile legale necesare, stabilite prin certificatul de urbanism;
- dovada privind achitarea taxelor legale.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii este extras din proiectul tehnic şi se elaborează în conformitate cu conţinutul-cadru, în concordanţă cu cerinţele certificatului de urbanism, cu conţinutul avizelor şi al acordurilor cerute prin acesta şi se întocmeşte, se semnează şi se verifică, potrivit legii.

Executarea lucărilor de construcţii se poate face numai pe baza proiectului tehnic şi a detaliilor de execuţie.

Autoritatea emitentă a autorizaţiei de construire stabileşte o perioadă de valabilitate de cel mult 12 luni de la data emiterii, interval în care solicitantul este obligat să înceapă lucrările. În această situaţie valabilitatea autorizaţiei se extinde pe toată durata de execuţie a lucrărilor prevăzute prin autorizaţie, în conformitate cu proiectul tehnic. În cazul în care lucrările de construcţii nu au fost începute ori nu au fost executate integral la termenul stabilit, investitorul poate solicita autorităţii emitente prelungirea valabilitaţii autorizaţiei cu cel puţin 15 zile înaintea expirării acesteia. Prelungirea valabilităţii autorizaţiei se poate acorda o singură dată şi pentru o perioadă nu mai mare de 12 luni.

Neînceperea lucrărilor ori nefinalizarea acestora în termenele stabilite conduce la pierderea valabilităţii autorizaţiei, fiind necesară emiterea unei noi autorizaţii de construire. În situaţia în care caracteristicile nu se schimbă faţă de autorizaţia iniţială, se va putea emite o nouă autorizaţie de construire, fără a fi necesar un nou certificat de urbanism.

Investitorul are obligaţia să înştiinţeze autoritatea emitentă a autorizaţiei de construire, precum şi inspectoratul teritorial în construcţii asupra datei la care vor începe lucrările autorizate.

Autorizaţia de construire se semnează de preşedintele consiliului judeţean sau de primar, după caz, de secretar şi de arhitectul-şef sau de persoana cu responsabilitate în domeniul amenajării teritoriului şi urbanismului din aparatul propriu al autorităţii administraţiei publice emitente.

Valabilitatea autorizaţiei se menţine în cazul schimbării investitorului, înaintea finalizării lucrărilor, cu condiţia respectării prevederilor acesteia şi a transcrierii actelor care conferă dreptul de construire.

Proiectele pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii, precum şi proiectele tehnice pe baza cărora se întocmesc acestea se elaborează de colective tehnice de specialitate, se însuşesc şi se semnează de cadre tehnice cu pregătire superioară numai în domeniul arhitecturii şi construcţiilor, astfel:

- de arhitect cu diplomă recunoscută de statul român, pentru proiectarea părţii de arhitectură pentru obiective de investiţii cuprinse la toate categoriile de importanţă a construcţiilor supraterane şi a celor subterane;
- de ingineri constructori şi de instalaţii, cu diplomă recunoscută de statul român, pentru părţile de inginerie în domeniile specifice, pentru obiective de investiţii cuprinse la toate categoriile de importantă a construcţiilor şi la instalaţiile aferente acestora;
- de conductor arhitect şi de subinginer de construcţii, cu diplomă recunoscută de statul român, pentru clădiri de importanţa redusă şi aflate în afara zonelor protejate.

Semnarea documentaţiilor de către persoanele prevăzute angajează răspunderea acestora în condiţiile legii.

Clădiri de importanţă redusă se consideră construcţiile cu funcţii obişnuite, cu un grad de risc scăzut, care afectează un număr redus de oameni:

- clădiri de locuit cu S+P+1E, cu maximum 6 apartamente;
- clădiri pentru învăţământ, cu cel mult 4 unităţi funcţionale;
- dispensare comunale;
- sedii administrative în mediul rural: primării, posturi de poliţie, cooperative de credit rural, biblioteci, oficii poştale şi altele asemenea;
- clădiri pentru comerţ şi alimentaţie publică, cu o suprafaţă de până la 200mp şi cu deschideri până la 6 m;
- hale şi ateliere pentru activităţi meşteşugareşti care nu generează vibraţii, cu o suprafaţă de până la 200 mp şi deschideri până la 6 m;
- dependinţe şi anexe gospodăreşti: garaje, bucătării de vară, grajduri, şure şi altele asemenea;
- construcţii cu caracter provizoriu.

Construcţii cu caracter provizoriu sunt construcţiile autorizate ca atare, indiferent de natura materialelor utilizate, care, prin specificul funcţiunii adăpostite ori datorită cerinţelor urbanistice impuse de autoritatea publică, au o durată de existenţă limitată, precizată şi prin autorizaţia de construire.

De regulă, construcţiile cu caracter provizoriu se realizează din materiale şi alcătuiri care permit demontarea rapidă în vederea aducerii terenului la starea iniţială (confecţii metalice, piese de cherestea, materiale plastice ori altele asemenea) şi sunt de dimensiuni reduse. Din categoria construcţiilor cu caracter provizoriu fac parte: chioşcuri, tonete, cabine, locuri de expunere situate pe căile şi în spaţiile publice, corpuri şi panouri de afişaj, firme şi reclame, copertine, pergole ori altele asemenea. În sensul prezentei legi realizarea construcţiilor provizorii se autorizează în aceleaşi condiţii în care se autorizează construcţiile definitive.

Organele de control ale consiliilor judeţene şi ale primăriilor au obligaţia de a urmări respectarea disciplinei în domeniul autorizării executării lucrărilor în construcţii în cadrul unitaţilor lor administrativ-teritoriale, potrivit competenţelor de emitere a autorizaţiilor [23].

Controlul statului în amenajarea teritoriului, urbanism şi autorizarea executării lucrărilor de construcţii se exercită de Inspectoratul de Stat în Construcţii, pe întregul teritoriu al ţării şi de inspectoratele teritoriale ale acestuia.

Persoanele fizice şi juridice care realizează lucrări de construcţii au obligaţia de a executa integral lucrările la termenul prevazut în autorizaţie. Lucrările de construcţii autorizate se consideră finalizate dacă s-au realizat toate elementele prevăzute în autorizaţie şi dacă s-a efectuat recepţia la terminarea lucrărilor, emiterea autorizaţiei de funcţionare fiind condiţionată de existenţa procesului-verbal de recepţie. Efectuarea recepţiei la terminarea lucrărilor este obligatorie şi în situaţia realizării lucrărilor în regie proprie.

Recepţia lucrărilor constituie o componentă a sistemului calităţii în construcţii şi este actul prin care se certifică finalizarea lucrărilor executate în conformitate cu prevederile proiectului tehnic şi cu detaliile de execuţie.

Recepţia lucrărilor de construcţii de orice categorie şi de instalaţii se efectuează atât la lucrari noi, cât şi la intervenţii în timp asupra construcţiilor existente. Recepţia lucrărilor de construcţii se realizează ţn două etape, dupa cum urmeaza:

- recepţia la terminarea lucrărilor;
- recepţia finală.

Demolarea, dezafectarea ori dezmembrarea - parţială sau totală - a construcţiilor şi instalaţiilor aferente, precum şi a oricăror amenajări se face numai pe baza autorizaţiei de desfiinţare obţinute în prealabil.

Autorizaţia de desfiinţare se emite în aceleaşi condiţii ca şi autorizaţia de construire, în conformitate cu prevederile planurilor urbanistice şi ale regulamentelor aferente acestora.

10.2 CONŢINUTUL CADRU AL PROIECTULUI PENTRU AUTORIZAREA LUCRĂRILOR DE CONSTRUCŢII

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii se elaborează de proiectanţi autorizaţi, persoane fizice sau juridice şi este extras din proiectul tehnic întocmit conform prevederilor legale în vigoare, în concordanţă cu cerinţele certificatului de urbanism, cu conţinutul avizelor şi al acordurilor cerute prin acesta.

Proiectul tehnic (P.Th.) reprezintă documentaţia (piese scrise şi desenate) care cuprinde soluţiile tehnice şi economice de realizare a obiectivului de investiţii şi pe baza careia se execută lucrările autorizate.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii necesar emiterii autorizaţiei de construire este extras din Proiectul Tehnic (P.Th.) şi se elaborează în conformitate cu continutul-cadru.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii se întocmeşte pentru:

- autorizarea executării lucrărilor de construire - P.A.C.;
- autorizarea executării lucrărilor de desfiinţare - P.A.D.;

- autorizarea executării organizării lucrărilor - P.O.E.

Conţinutul-cadru al proiectului pentru autorizarea executării lucrărilor de construcţii cuprinde opisul pieselor scrise şi desenate, necesar a fi prezentate spre autorizare.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de construire -P.A.C.

A. PIESE SCRISE

1. Lista şi semnăturile proiectanţilor

Se completează cu numele în clar şi calitatea proiectanţilor, precum şi cu partea din proiect pentru care raspund.

2. Memoriu

2.1. Date generale:

Descrierea lucrărilor care fac obiectul proiectului pentru autorizarea lucrărilor de construcţii, facându-se referiri la:

- amplasamentul, topografia acestuia, trasarea lucrărilor;
- clima şi fenomenele naturale specifice;
- geologia şi scismicitatea;
- categoria de importanţă a obiectivului

2.2. Memorii pe specialităţi

Descrierea lucrărilor de:

- arhitectură;
- structură;
- instalaţii;
- dotări şi instalatii tehnologice, după caz;
- amenajări exterioare şi sistematizare verticală.

2.3. Date şi indici care caracterizează investiţia proiectată, cuprinşi în anexa la cererea pentru autorizare:

- suprafeţele - construită desfăşurată, construită la sol şi utilă;
- înalţimile clădirilor şi numarul de niveluri;
- volumul construcţiilor;
- procentul de ocupare a terenului - P.O.T.;
- coeficientul de utilizare a terenului - C.U.T.

2.4. Devizul general al lucrărilor

2.5. Anexe la memoriu

- studiul geotehnic;
- referatele de verificare a proiectului, în conformitate cu legislaţia în vigoare privind calitatea în construcţii, întocmite de verificatori atestaţi de Ministerul Lucrarilor Publice, Transporturilor şi Locuinţei şi agreaţi de investitor;
- fişe tehnice cuprinzând elementele de aviz necesare în vederea emiterii acordului unic, obţinute prin grija emitentului autorizaţiei şi cerute prin certificatul de urbanism;

- documentațiile specifice necesare pentru obținerea, prin grija emitentului autorizației, a avizelor Brigăzii de pompieri, Comandamentului apărarii civile și acordului de mediu;
- avize specifice cerute prin certificatul de urbanism, ca urmare a condițiilor speciale de amplasament sau a funcționalitații investiției, obținute în prealabil de solicitant - avizul Ministerului Lucrărilor Publice, Transporturilor și Locuinței, Ministerului Culturii și Cultelor, Ministerului Apărării Naționale, Ministerului de Interne, Serviciului Roman de Informații, al altor organisme ale administrației centrale sau ale serviciilor descentralizate ale acestora, după caz, conform reglementărilor legale în vigoare;
- acordul vecinilor, conform prevederilor legale în vigoare, exprimat în formă autentică, pentru construcțiile noi, amplasate adiacent construcțiilor existente sau în imediata lor vecinătate - și numai dacă sunt necesare măsuri de intervenție pentru protejarea acestora, pentru lucrări de construcții necesare în vederea schimbării destinației în clădiri existente, precum și în cazul amplasării de construcții cu altă destinație decât cea a clădirilor învecinate.

B. PIESE DESENATE

1. Planuri generale

1.1. Plan de încadrare în teritoriu care reprezintă planșa pe suport topografic vizată de Oficiul județean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:10.000, 1:5.000, 1:2.000 sau 1:1.000, după caz

1.2. Plan de situație privind amplasarea obiectivelor investiției care reprezintă planșa pe suport topografic vizată de Oficiul judetean de cadastru, geodezie și cartografie, întocmită la scările: 1:2.000, 1:1.000, 1:500, 1:200 sau 1:100, după caz, prin care se precizează:
- parcela cadastrală pentru care a fost emis certificatul de urbanism, descrisă prin totalitatea elementelor topografice determinante pentru suprafața, lungimea laturilor, unghiuri, inclusiv poziția și înalțimea la coamă a calcanelor limitrofe, precum și poziția reperelor fixe și mobile de trasare;
- amplasarea tuturor construcțiilor care se vor menține, se vor desființa sau se vor construi;
- cotele construcțiilor proiectate și menținute, pe cele trei dimensiuni (cota ±0,00; cote de nivel; distanțe de amplasare, axe, cotele trotuarelor, aleilor, platformelor etc.);
- denumirile și destinațiile fiecărui corp de construcție;
- sistematizarea pe verticală a terenului și modul de scurgere a apelor pluviale;
- accesele pietonale și carosabile din incintă și cladiri, plantațiile prevăzute

1.3. Planul privind construcțiile subterane

Va cuprinde amplasarea acestora, în special a rețelelor de utilități urbane din zona amplasamentului: trasee, dimensiuni, cote de nivel privind poziționarea căminelor - radier și capac - și va fi redactat la scara 1:500. În cazul lipsei unor rețele publice de

echipare tehnico-edilitară se vor indica instalaţiile proprii prevăzute prin proiect, în special cele pentru alimentare cu apă şi canalizare.

2. Planşe pe specialităţi

2.1. Arhitectură

Piesele desenate de arhitectură vor cuprinde planşele principale privind arhitectura fiecărui obiect, redactate la scara 1:50 sau 1:100, după cum urmează:

- planurile cotate ale tuturor nivelurilor subterane şi supraterane, cu indicarea funcţiunilor, dimensiunilor şi a suprafeţelor;
- planurile acoperişurilor - terasă sau şarpantă -, cu indicarea pantelor de scurgere a apelor meteorice şi a modului de colectare a acestora, inclusiv indicarea materialelor din care se execută învelitorile;
- secţiuni caracteristice - în special pe linia de cea mai mare pantă, acolo unde este cazul, care să cuprindă cota ±0,00, cotele tuturor nivelurilor, înălţimile determinante ale acoperişului - cotele la coamă şi la cornişe -, fundaţiile clădirilor învecinate la care se alătură construcţiile proiectate;
- toate faţadele, cu indicarea materialelor şi finisajelor, inclusiv culorile, cotate şi cu indicarea racordării la nivelul terenului amenajat;
- în situaţia integrării construcţiilor într-un front existent, se va prezenta şi desfaşurarea stradală prin care se va arăta modul de integrare a acestora în ţesutul urban existent.

2.2. Structura

- Se extrage din proiectul tehnic doar planul fundaţiilor şi detalii de fundaţii.
- Planul fundaţiilor care se redactează la scara 1:50 va releva:
- modul de respectare a condiţiilor din studiul geotehnic;
- măsurile de protejare a fundaţiilor clădirilor învecinate, la care se alătură construcţiile proiectate.

2.3. Instalaţii

Schemele instalaţiilor vor prezenta parametrii principali şi schemele funcţionale ale instalaţiilor proiectate.

2.4. Dotări şi instalaţii tehnologice (dacă este cazul)

Fiecare planşă prezentată în cadrul Secţiunii B – Piese desenate va avea în partea dreapta jos un cartuş, care va cuprinde: numele firmei sau al proiectantului elaborator, numărul de înmatriculare sau numărul autorizaţiei, după caz, titlul proiectului şi al planşei, numărul proiectului şi al planşei, data elaborării, numele, calitatea şi semnătura elaboratorilor şi ale şefului de proiect.

Proiectul pentru autorizarea executării lucrărilor de desfiinţare-P.A.D.

A. PIESE SCRISE

1. Lista şi semnăturile proiectanţilor

Se completează cu numele în clar şi calitatea proiectanţilor, precum şi cu partea din proiect pentru care răspund.

2. Memoriu

2.1. Date generale

Descrierea construcţiei care urmează să fie desfiinţata:

- scurt istoric: anul edificării, meşteri cunoscuţi, alte date caracteristice;
- descrierea structurii, a materialelor constituente, a stilului arhitectonic;
- menţionarea şi descrierea elementelor patrimoniale sau decorative care urmează a se preleva;
- fotografii color - format 9x12 cm - ale tuturor faţadelor, iar acolo unde este cazul se vor prezenta desfaşurări rezultate din asamblarea mai multor fotografii;
- descrierea lucrărilor care fac obiectul proiectului pentru autorizarea lucrărilor de desfiinţare

2.2. Fişe tehnice cuprinzând elementele de aviz necesare emiterii acordului unic obţinute prin grija emitentului autorizaţiei şi cerute prin certificatul de urbanism

B. PIESE DESENATE

1. Plan de încadrare în teritoriu care reprezintă planşa pe suport topografic vizat de Oficiul judetean de cadastru, geodezie şi cartografie, întocmită la scările: 1:10.000, 1:5.000, 1:2.000 sau 1:1.000, dupa caz

2. Plan pe situaţie a imobilelor care reprezintă planşa pe suport topografic vizat de Oficiul judetean de cadastru, geodezie şi cartografie, întocmita la scările: 1:2.000, 1:1.000, 1:500, 1:200 sau 1:100, după caz, prin care se precizează:

- parcela cadastrală pentru care a fost emis certificatul de urbanism;
- amplasarea tuturor construcţiilor care se vor menţine sau se vor desfiinţa;
- modul de amenajare a terenului după desfiinţarea construcţiilor;
- sistematizarea pe verticală a terenului şi modul de scurgere a apelor pluviale;
- plantaţiile existente şi care se menţin după desfiinţare

Pe planşă se vor indica în mod distinct elementele existente, cele care se desfiinţeaza şi cele propuse - plan de situaţie, constructii noi sau umpluturi de pământ, plantaţii etc., după caz.

3. Planul privind construcţiile subterane care va cuprinde amplasarea acestora, în special a reţelelor de utilităţi urbane din zona amplasamentului: trasee, dimensiuni, cote de nivel privind poziţionarea căminelor - radier şi capac - şi va fi redactat la scara 1:500. În cazul lipsei unor reţele publice de echipare tehnico-edilitară se vor indica instalaţiile proprii prevăzute prin proiect, în special cele pentru alimentare cu apa şi canalizare.

4. Releveul construcţiilor care urmează să fie desfiinţate

Planşele se vor redacta la o scară convenabilă - 1:100 sau 1:50 -, care să permită evidenţierea spaţiilor şi a funcţiunilor existente, cu indicarea cotelor, suprafeţelor şi a materialelor existente:

- planurile tuturor nivelurilor şi planul acoperişului;
- principalele secţiuni: transversală, longitudinală, alte secţiuni caracteristice, după caz;

- toate fațadele.

Proiectul de organizare a execuției lucrărilor - P.O.E.

Proiectul de organizare a execuției lucrărilor - P.O.E. - este necesar în toate cazurile în care se realizeaza o investiție. In situația în care acesta nu se prezintă împreună cu proiectul pentru autorizarea executării lucrarilor de construcții, se va obține o autorizație de construire separată de cea pentru investiția propriu-zisă.

Proiectul de organizare a execuției lucrărilor trebuie să cuprindă descrierea tuturor lucrărilor provizorii pregătitoare și necesare în vederea asigurării tehnologiei de execuție a investiției, atât pe terenul aferent investiției, cât și pe spațiile ocupate temporar în afara acestuia, inclusiv cele de pe domeniul public, după cum urmează:

A. PIESE SCRISE

1. Lista și semnăturile proiectanților

Se completeaza cu numele în clar și calitatea proiectanților, precum și cu partea din proiect pentru care răspund.

2. Memoriu care va cuprinde:

- descrierea lucrarilor provizorii: organizarea incintei, modul de amplasare a construcțiilor, amenajărilor și depozitelor de materiale;
- asigurarea și procurarea de materiale și echipamente;
- asigurarea racordării provizorii la rețeaua de utilităti urbane din zona amplasamentului;
- precizări cu privire la accese și împrejmuiri;
- precizari privind protecția muncii.

B. PIESE DESENATE

1.Plan general care cuprinde elementele de organizare a execuției lucrărilor. Aceste elemente vor putea fi prezentate și în planul de situație, privind amplasarea obiectivelor investiției, al proiectului pentru autorizarea executării lucrărilor de construcții.

Fiecare planșă prezentată în cadrul Sectiunii B (Piese desenate), va avea în partea dreapta jos un cartuș, care va cuprinde: numele firmei sau al proiectantului elaborator, numărul de înmatriculare sau numărul autorizației, după caz, titlul proiectului și al planșei, numărul proiectului și al planșei, data elaborării, numele, calitatea și semnătura elaboratorilor și ale șefului de proiect.

În continuare se va exemplifica întocmirea pieselor scrise pentru un proiect de execuție. Deasemenea se prezintă formularele și cererile tip pentru Autorizația de construire și Certificatul de urbanism.

FOAIE DE CAPĂT

CONTRACT: 182 / 2001

DENUMIRE PROIECT: CLĂDIRE DE LOCUIT P + 1
Str. Liviu Rebreanu nr. 23

BENEFICIAR: NICULESCU PETRE
NICULESCU ELENA

FAZA: AUTORIZAȚIE DE CONSTRUIRE

- SEPTEMBRIE 2001 -

BORDEROU

A. PIESE SCRISE

1. Foaie de capăt
2. Borderou
3. Colectiv de elaborare
4. Tema de proiectare
5. Memoriu tehnic arhitectura
6. Memoriu tehnic rezistenta
7. Extras de Carte Funciară
8. Certificat de urbanism (copie)

B. PIESE DESENATE

1. Plan de situație;plan de încadrare în zonă	01
2. Plan parter	02
3. Plan etaj	03
6. Secțiune transversală	04
7. Fațadă principală	05
8. Fațadă laterală	06
9. Fațadă secundară	07
10. Plan fundații	08
11. Detalii fundații	09
12. Detalii armare fundații	10
13. Plan învelitoare	11

COLECTIV DE ELABORARE

Arh. Stela NICULA ....

Ing. Silviu SECULA ....

Ing. Daniel DAN ....

Ing. Luminița FEKETE – NAGY ....

TEMA DE PROIECTARE

DENUMIRE: CLĂDIRE DE LOCUIT P + 1

AMPLASAMENT: Strada Liviu Rebreanu nr. 23, Timişoara

BENEFICIAR: NICULESCU PETRE, NICULESCU ELENA

CERINȚE PENTRU PROIECTARE:

Construirea unei clădiri noi având regim de înălțime P+1 cu următoarele funcționalități:

- la parter - un birou, o bucătărie, o baie şi o cameră de zi;
- la etaj - o baie şi trei dormitoare.

- Structură de rezistență din zidărie de cărămidă tip POROTHERM, planşeu din beton armat, învelitoare din țiglă pe şarpantă din lemn.

FAZE DE PROIECTARE: C.U.; A.C.; P. T.

Beneficiar:

NICULESCU PETRE ....

NICULESCU ELENA ....

MEMORIU TEHNIC REZISTENȚĂ

1. Prezentare

La solicitarea beneficiarilor **Niculescu Petre şi Niculescu Elena** proprietari, conform extrasului de carte funciară nr. 12563, al terenului din strada Liviu Rebreanu Nr. 23, Timişoara s-a întocmit prezenta documentație pentru obținerea AUTORIZAȚIEI DE CONSTRUIRE la lucrarea „CLĂDIRE DE LOCUIT P + 1E".

2. Regimul juridic

Construcția este amplasată in strada Liviu Rebreanu nr. 23, Timisoara, şi este înscrisă in CF la nr. 12563, nr. TOPO al parcelei fiind 14225/2. Pentru viitoarea clădire s-a eliberat CERTIFICATUL DE URBANISM CU Nr ..... din ....

3. Regimul tehnic

3.1 - Construcția se încadrează în Clasa de Importanță III –Construcții de importanță normală (clădiri de locuit) în conformitate cu P100 – 1992.

3.2- Construcția se încadrează în Categoria de importanță C – construcții de importanță normală în conformitate cu HGR 261/1994.

3.3- Regimul de înălțime al construcției este P+1. Înălțimea la partea superioară a şarpantei este de 8.15 m față de nivelul terenului. Construcția se caracterizează printr-un volum simplu, fiind concepută din forme regulate.

3.4- Structura de rezistență este alcătuită alcătuită după cum urmează:

- fundațiile din beton armat de clasă ..... cu lățimea talpii de ...... cm pentru zidurile exterioare şi interioare;
- pereți portanți exteriori din zidărie de cărămidă tip POROTHERM cu grosimea de 30 cm;
- pereți portanți interiori din zidărie de cărămidă tip POROTHERM cu grosimea de 25 cm;
- pereți despărțitori din gips - carton grosimea de 10 cm;
- planşeul peste parter şi etaj din beton armat monolit;
- acoperişul este de tip şarpantă, pentru învelitoare utilizându-se țiglă profilată.

Intocmit:
Ing. SECULA Silviu

Către,

Prefectura
Primăria ______________________________

CERERE

PENTRU ELIBERAREA CERTIFICATULUI DE URBANISM

Subsemnatul [1] ....

.... cu domiciliul [2] / sediul

în judeţul .... municipiul / oraşul / comuna ....

sectorul / satul .... cod poştal ....

strada .... nr. ...., bloc ...., sc. ...., et. ...., ap. ....

solicit eliberarea în conformitate cu prevederile Legii nr. 50/1991 a certificatului de urbanism pentru terenul şi construcţiile situate în judeţul .... municipiul / oraşul / comuna ....

sectorul .... cod poştal ....

strada .... numărul ....

Nr. fişă cadastrală [3] / Nr. Carte Funciară .... nr. topografic al parcelei ....

....

s-au identificat prin [4]: ....

....

Certificatul de urbanism este necesar pentru [5]: ....

....

....

....

Suprafaţa terenului pentru care se solicită certificat de urbanism este de .... m^2.

Declar pe proprie răspundere că datele menţionate în prezenta cerere sunt exacte.

Data .... 199 ......

Semnătura,

....

1) Numele și prenumele solicitantului: persoană fizică sau reprezentant al firmei (persoană jurudică), cu precizarea denumirii firmei și a calității solicitantului în cadrul firmei.

2) Pentru persoană fizică, se completează cu datele privind domiciliul acestuia, iar pentru reprezentant al firmei (persoană juruducă) se completează cu datele privind sediul firmei.

3) Se completează cu numărul fișei cadastrale sau cu numărul Cărții Funciare și cu numărul topografic al parcelei din planul cadastral fumizat, la cererea solicitantului, de către Oficiul Județean de Cadastru sau de către Biroul Cadastral de pe lângă Notariatul de Stat în raza cărui se găsește amplasamentul pentru care se solicită certificatul de urhanism.

În lipsa acestora, se completează cu numărul de ordine al posesorului și suprafața de teren înscrise în Registrul agricol.

4) În cazul care terenul nu poate fi identificat prin Cartea Funciară/Fișă cadastrală, se completează prin: descrierea poziției terenului prin repere identificabile, sau

- ridicare topografică, sau
- plan de situație, sau
- act doveditor de impunere fiscală care să conțină identificarea poziției terenului, sau
- studii și planuri urbanistice anexate.

5) Se completează tipurile de lucrări conform punctelor "a" până la "g" sau operațiunile imobiliare de la punctele "h" și "i", după cum urmează:

a) lucrări de construire, reconstruire, consolidare,modificare, extindere sau reparare a construcțiilor;

b) lucrări de construire, reparare, protejare, restaurare, conservare, precum și orice alte lucrări, ce urmează a fi efectuare la construcții reprezentând monumente și ansambluri istorice, arheologice, de arhitectură, artă sau cultură, inclusiv în zonele de protecție ale acestora;

c) lucrări de construire, reconstruire, consolidare, modificare, extindere sau reparare privind căi de comunicație, dotări tehnico-edilitare subterane și aeriene, inclusiv branșamente, împrejmuiri și mobilier urban, amenajări de spații verzi, parcuri, piețe și celelalte lucrări de amenajare a spațiilor publice;

d) foraje și excavări necesare studiilor geotehnice și ridicărilor topografice, expoiatări de cariere, balastiere, sonde de gaze și petrol, precum și alte exploatări;

e) construcții provizorii de șantier;

f) organizarea de tabere cu corturi,căsuțe sau rulote;

g) lucrări cu caracter provizoriu: chioșcuri, tonete, cabine, spații de xepunere situate pe căile și în spațiile publice, corpuri și panouri de afișaj, firme și reclame;

h) vânzări, cumpărări, concesionări, împărțiri;

i) alte scopuri;

Pentru punctele "a" până la "g" se vor preciza destinația, mărimea și/sau capacitatea.

NOTĂ:
Taxa pentru emiterea certificatului de urbanism se stabilește de către personalul de specialitate autorizat, pe baza reglementărilor legale în vigoare. Chitanța de plată a taxei se anexează la depunerea cererii.

Către, Prefectura / Primăria ____________________

CERERE

PENTRU ELIBERAREA AUTORIZAȚIEI DE CONSTRUIRE / DESFIINȚARE

Subsemnatul [1] ____________________

____________________ cu domiciliul [2] / sediul

în județul ____________________ municipiul / orașul / comuna ____________________

sectorul / satul ____________________ cod poștal ____________________

strada ____________________ nr. ____, bloc ____, sc. ____, et. ____, ap. ____.

solicit eliberarea în conformitate cu prevederile **Legii nr. 50/1991** a autorizației de construire / desființare

pentru terenul situat în județul ____________________ municipiul / orașul / comuna ____________________

sectorul / satul ____________________ cod poștal ____________________

strada ____________________ numărul ____________________

Nr. fișă cadastrală / Nr. Carte Funciară ____________________ nr. topografic al parcelei ____________________

____

În vederea executării lucrărilor de [3]:

____

____

____

În valoare de [4] ____________________ lei.

---

1) Numele și prenumele solicitantului: persoană fizică sau reprezentant al firmei (persoană juridică) cu precizarea denumirii firmei și a calității solicitantului în cadrul firmei.

2) Pentru persoană fizică se completează cu datele privind domiciliul acesteia, iar pentru reprezentant al firmei (persoană juridică) se completează cu datele privind sediul firmei.

3) Se înscrie categoria lucrărilor prevăzute (conform cap. 1 din ANEXĂ), denumirea lucrării și capacitatea (conform cap. 3, punctul k, din **ANEXĂ**, precum și alte elemente principale care definesc toate lucrările prevăzute a fi autorizate.

4) Valoarea lucrărilor se stabilește de către solicitant.

Pentru locuințele proprietate personală și casele de vacanță subvenționate din bugetul Statului conform **art. 22** și **23** din **Legea 50/1991**, valoarea lucrărilor este cea stabilită de unitatea finanțatoare, anterior solicitării autorizației de construire.

Proiectul lucrărilor nr. [1] ______________________________ a fost elaborat de

______________________________, cu sediul în judeţul ______________________________

$\frac{\text{municipiul}}{\frac{\text{oraşul}}{\text{comuna}}}$ ______________________________ $\frac{\text{sectorul}}{\text{satul}}$ ______________________________

cod poştal ______________ strada ______________________________ nr. ________

Verificarea proiectului conform prevederilor legale a fost efectuată de:

1.	4.
2.	5.
3.	6.

Durata executării lucrărilor este de ______________ $\frac{\text{luni}}{\text{zile}}$.

Anexez prezentei cereri:

1. Dovada titlului asupra terenului (copie legalizată)

____

____

2. Certificatul de urbanism nr. ______________ din ______________ 199 ____ (copie)

3. Proiectul lucrărilor, în două exemplare, compus din : ______________________________

____

____

4. Avize şi studii: ____

____

____

Declar pe propria răspundere că datele menţionate în prezenta cerere sunt exacte şi mă angajez să respect, în cunoştinţa prevederilor legii, autorizaţia de construire şi documentaţia aferentă vizată spre neschimbare.

Data ____________ 199 ______

Semnătura,

____

Taxa pentru eliberarea autorizaţiei de construire se stabileşte de către personalul de specialitate autorizat, pe baza reglementărilor legale în vigoare. Chitanţa de plată a taxei se anexează la depunerea cererii.

---

[1] Se completează numărul proiectului şi data elaborării.

ROMÂNIA



JUDEȚUL ....

MUNICIPIULUI
PRIMĂRIA ORAȘULUI
COMUNEI

....

CERTIFICAT DE URBANISM

Nr. .... din .... 200....

Ca urmare a cererii adresate de ....

....

cu sediul în județul (domiciliul) .... municipiul / orașul / comuna ....

sectorul .... cod poștal .... strada .... nr. ....

bloc .... sc. ...... etaj ...... ap. ...... înregistrată la nr. .... din .... 200........

În baza prevederilor *Legii nr. 50/1991*, privind autorizarea executării construcțiilor și unele măsuri pentru realizarea locuințelor, se

CERTIFICĂ:

Pentru terenul și construcțiile situate în județul ....

municipiul / orașul / comuna .... sectorul / satul ....

cod poștal .... strada .... nr. ....

Nr. fișă cadastrală .... numărul topografic al parcelei ....

Nr. Carte Funciară
sau identificat prin ....

....

1. REGIMUL JURIDIC

2. REGIMUL ECONOMIC

3. REGIMUL TEHNIC

Prezentul certificat de urbanism poate fi utilizat, conform cererii, pentru: ....
....
nu ține loc de autorizație de construire și are valabilitate .... luni de la data emiterii

PRIMAR, SECRETAR,

ARHITECT ȘEF,

....

TEHNICIAN URBANISM ȘI
AMENAJAREA TERITORIULUI

Documentația tehnică, pe baza căreia se va solicita eliberarea autorizației de construire, va fi însoțită de următoarele avize și studii:

Achitat taxa de .... lei conform chitanței nr. .... din .... 200....
Transmis solicitantului la data de .... 200..... direct / prin poștă
PRELUNGIT VALABILITATEA CU .... LUNI.

PRIMAR, SECRETAR,

L.S. ARHITECT ȘEF,

....

TEHNICIAN URBANISM ȘI
AMENAJAREA TERITORIULUI

Data prelungirii valabilității ....200........
Achitat taxa de .... lei conform chitanței nr. .... din .... 200....
Transmis solicitantului la data de .... 200..... direct / prin poștă

ROMÂNIA

[redacted]

JUDEŢUL TIMIŞ

PRIMĂRIA MUNICIPIULUI TIMIŞOARA

AUTORIZAŢIE DE CONSTRUCŢIE

Nr. ______ din __________ 200 ___

Ca urmare a cererii adresate de ____

____

cu domiciliul/sediul în judeţul ______________________________ municipiul/oraşul/comuna ______________________

sectorul/satul ______________ cod poştal __________, strada ______________________________ nr. _____,

bloc ______, sc. ______, etaj ______, ap. ______, înregistrată la nr. ______________ din ______ 200 ___.

În baza prevederilor *Legii nr. 50/1991*, privind autorizarea executării construcţiilor şi unele măsuri pentru realizarea locuinţelor, se

AUTORIZEAZĂ:

EXECUTAREA LUCRĂRILOR DE ____

____

ÎN VALOARE DE *) ______________________________ COD | | | | | | | | | | | | | |

pe terenul situat în municipiul Timişoara, sectorul/satul ______________________________________

cod poştal 1900, strada ________________________ nr. ______ Nr. Carte Funciară ______________

numărul topografic al parcelei ______________________________________ în următoarele condiţii:

*) Valoarea lucrărilor se stabileşte pe baza declaraţiei solicitantului înscrisă în cererea pentru eliberarea autorizaţiei de construire.

Pentru locuinţele proprietate personală şi casele de vacanţă subvenţionate din Bugetul Statului potrivit art. 22 şi 23 din Legea 50/1991, valoarea lucrărilor este stabilită de unitatea finanţatoare, anterior solicitării eliberării autorizaţiei de construire.

Solicitantul va regulariza taxa pentru autorizaţia de construire în termen de 15 zile de la data expirării termenului de executare stabilit prin autorizaţia de construire, în funcţie de valoarea rezultată.

Proiectul lucrărilor nr. *) ______________________________ a fost elaborat de ______________________________ cu sediul în județul ____________

municipiul / orașul / comuna ______________________ sectorul / satul ____________

cod poștal ____________ strada ______________________ nr. ________

DURATA EXECUTĂRII LUCRĂRILOR NU VA DEPĂȘI ____________ LUNI / ZILE.

PREZENTA AUTORIZAȚIE ESTE VALABILĂ ________ LUNI / ZILE DE LA DATA ELIBERĂRII.

Documentația tehnică și avizele prezentate, vizate spre neschimbare, fac parte integrantă din prezenta autorizație.

Nerespectarea prevederilor autorizației atrage pierderea valabilității acesteia și se va urmării conform prevederilor legii.

PRIMAR, SECRETAR,

L.S.

ARHITECT ȘEF,

____

TEHNICIAN URBANISM ȘI AMENAJAREA TERITORIULUI

INSPECTOR SPECIALITATE

Taxa pentru autorizare în valoare de ______________________ lei a fost achitată conform chitanței nr. ____________ din ____________ 200 ___.

Prezenta autorizație a fost transmisă solicitantului direct / prin poștă la data de ________ 200 ____ însoțită de ________ exemplar(e) din documentația tehnică și avizele prezentate, vizate spre neschimbare.

PRELUNGIT VALABILITATEA CU ____________ LUNI / ZILE

PRIMAR, SECRETAR,

L.S.

ARHITECT ȘEF,

____

TEHNICIAN URBANISM ȘI AMENAJAREA TERITORIULUI,

Data prelungirii valabilității ____________ 200 ____

Achitat taxa de ____________ lei conform chitanței nr. ________ din ________ 200 ___

Transmis solicitantului la data de ________ 200 ___ direct / prin poștă

TITULARUL AUTORIZAȚIEI LUCRĂRILOR ESTE OBLIGAT:

1. Să anunțe primăriei data începerii lucrărilor autorizate prin trimiterea cu cel puțin 5 zile înainte a formularului anexat autorizației.
2. Să anunțe organul teritorial al Inspecției de Stat pentru Calitatea Construcțiilor data începerii lucrărilor autorizate, prin trimiterea cu cel puțin 30 zile înainte a formularului anexat autorizației.
3. Să păstreze în perfectă stare pe șantier autorizația de construire și documentația vizată spre neschimbare, pe care le va prezenta la cerere, pe toată durata executării lucrărilor organelor însărcinate cu exercitarea controlului, potrivit legii.
4. În cazul în care pe parcursul lucrărilor se descoperă vestigii arheologice (fragmente de ziduri, ancadramente de goluri, fundații, pietre cioplite sau sculptate, oseminte, inventar monetar, ceramice etc.), să sisteze lucrările, să ia măsuri de pază și să anunțe imediat emitentul autorizației.
   Reluarea lucrărilor se va face numai cu acordul organismului de specialitate.
5. Să respecte condițiile impuse de utilizarea și protejarea domeniului public, precum și a mediului potrivit normelor generale și locale.
6. Să trasnporte la ______________________ materialele care nu se pot recupera sau valorifica, rămase în urma construirii, și să desfințeze construcțiile provizorii de șantier după terminarea lucrărilor, în limita termenului stabilit prin autorizația de construire.

*) Se completează numărul proiectului și data elaborării.

BIBLIOGRAFIE

[1] Cadar I., Clipii T., Tudor A., - Beton armat, Ed. Orizonturi Universitare, Timişoara, 1999

[2] Dan D., Secula S., - Construcţii Civile, Proceduri de încercări experimentale, Ed. U.P.T., Timişoara, 2001

[3] Filimon I., Clipii T., Jiva C., Tudor A., Florea A., Iosip-Moţ Ş., - Calculul şi alcătuirea elementelor din beton armat, Îndrumător de proiectare, Ed. IPTVT, Timişoara, 1990

[4] Furdui C., Mirean R. - Construcţii – Curs General, Ed. U.P.T., Timişoara, 1994,

[5] Gruner I., Frunză R., Rotaru G.- Curs de cladiri civile p. a II-a, Ed. I.P.T., Timisoara, 1969,

[6] Gruner I., Mihăiescu A., Friedrich R., Frunză G., Noaghiu C., Rotaru G., - Îndrumător pentru proiectul de la Clădiri Civile, Ed. I.P.T.V.T., Timişoara, 1973,

[7] Haida V., Gruia A., - Îndrumător de proiectare - Fundaţii directe, Ed. UPT, Timişoara, 1996

[8] Ianca S., - Elemente de arhitectură, Ed. Orizonturi Universitare, Timişoara, 1997

[9] Mihăiescu A., Frunză G., Rotaru G., Tudor D., Stoian V., - Îndrumător de proiect la Clădiri Civile, Ed. I.P.T.V.T., Timişoara, 1973,

[10] Mihăescu A., Tudor D., Stoian V., Ianca S., Moldt M., Mirean R., - Constructii Civile-îndrumător de proiectare, p.II-a, Ed. I.P.T. Timisoara, 1990,

[11] Păunescu M., Haida V., Gruia A., - Fundaţii, curs pentru subingineri, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1973

[12] Peştişanu C., - Construcţii, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1979

[13] Peştişanu C., Darie M., Popescu L., Voiculescu M., - Construcţii Civile, Industriale şi Agricole, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1981

[14] Stoian V., Tudor D., - Curs de Construcţii Civile, Vol. I şi II, Ed. I.P.T, Timişoara, 1983

[15] Stoian V., Clipii T., - Îndrumător pentru proiectarea asistată de calculator în construcţii, Îndrumător Partea I şi II, Ed. I.P.T., Timişoara, 1995

[16] Tertea I., Oneţ T., Beuran M., Păcurar V., - Proiectarea betonului armat, Ed. Didactică şi Pedagogică, Bucureşti, 1977

[17] Tudor D., Stoian V., - Construcţii Civile, Curs, Vol. I, Ed. I.P.T., Timişoara, 1983

[18] *** - Circulara ICCPDC nr. 9686/3/85, Modificări la ăprescripţiile tehnice republicane, Buletinul Construcţiilor, Vol. 3, 1986

[19] *** - "Cod pentru calculul şi alcătuirea elementelor de construcţii din lemn", Indicativ NP 005-96, Buletinul Construcţiilor, Vol. 12, 1996,
[20] *** - Cod de practică pentru executarea lucrărilor din beton, beton armat şi beton precomprimat (partea I – beton şi beton armat), Indicativ NE 012-99, Buletinul Construcţiilor Vol. 8-9, Ed. INCDCEC, Bucureşti, 1999
[21] *** - Normativ privind proiectarea, execuţia şi asigurarea calităţii pardoselilor la clădiri civile, Indicativ NP 037-98
[22] *** - Ghid pentru calculul la stări limită a elementelor structurale din lemn, Indicativ NP 019-97, I.P.C.T.Bucureşti,
[23] *** - Legea 10-1995, Calitatea în construcţii
[24] *** - Legea 114-1996, Legea locuinţei
[25] *** - Lege nr. 453/18.07.2001 pentru modificarea şi completarea Legii nr. 50/1991 privind autorizarea executării lucrărilor de construcţii şi unele măsuri pentru realizarea locuinţelor, Monitorul Oficial nr. 01.08.2001,
[26] *** - Normativ privind alcătuirea, calculul şi executarea structurilor din zidărie, Indicativ P 2-85,
[27] *** - Normativ privind proiectarea şi executarea lucrărilor de fundaţii directe la construcţii, Indicativ P 10-86
[28] *** - Normativ pentru proiectarea antiseismică a construcţiilor de locuinţe social – culturale, agrozootehnice şi industriale – Indicativ P 100 – 92. Buletinul Construcţiilor ....
[30] *** - STAS 1434-83, Desene tehnice în construcţii – Linii, cotare, reprezentări convenţionale, Indicator,
[31] *** - STAS 1504-85, Instalaţii sanitare, Distanţe de amplasare a obiectelor sanitare, armăturilor şi accesoriilor lor
[32] *** - STAS 2355/1–85, Construcţii Civile, Industriale şi Agricole, Lucrări de hidroizolaţii în construcţii, Clasificare şi terminologie,
[33] *** - STAS 2355/2–87, Construcţii Civile, Industriale şi Agricole, Hidroizolaţii din materiale bituminoase la elemente de construcţii, Prescripţii generale de proiectare şi execuţie
[34] *** - STAS 2355/3–87, Construcţii Civile, Industriale şi Agricole, Hidroizolaţii din materiale bituminoase la terase şi acoperişuri, Prescripţii generale de proiectare şi execuţie
[35] *** - STAS 2965-87, Construcţii Civile, Scări, Prescripţii generale de proiectare
[36] *** - STAS 3303/2–88, Construcţii Civile, Industriale şi Agrozootehnice. Pantele învelitorilor. Prescripţii de proiectare
[37] *** - STAS 4670-85, Coordonarea modulară în construcţii, Goluri pentru uşile şi ferestrele clădirilor de de locuit şi social – culturale. Dimensiuni
[38] *** - STAS 5721-80, Spaţii minime pentru amplasarea mobilierului şi echipamentului în clădirile de locuit. Dimensiuni
[39] *** - STAS 10100/0–75, Principii generale de verificare a construcţiilor

[40] *** - STAS 10101/0A–77, Acţiuni în construcţii. Clasificarea şi gruparea acţiunilor pentru construcţii civile şi industriale
[41] *** - STAS 10101/20-90 – Acţiuni în construcţii. Încărcări date de vânt
[42] *** - STAS 10101/21-92 – Acţiuni în construcţii. Încărcări date de zăpadă
[43] *** - STAS 10107/1-90, Construcţii Civile, Industriale şi Agrozootehnice, Planşee din beton armat şi precomprimat, Prescripţii generale de proiectare,
[44] *** - STAS 10107/2–77, Construcţii Civile, Industriale şi Agricole, Planşee curente din plăci şi grinzi din beton armat şi beton precomprimat, Prescripţii de calcul şi alcătuire
[45] *** - STAS 10101/0–75, Acţiuni în construcţii. Clasificarea şi gruparea acţiunilor
[46] *** - STAS 10101/1–78, Acţiuni în construcţii. Greutăţi tehnice şi încărcări permanente
[47] *** - STAS 1–84, Desene tehnice. Formate
[48] *** - STAS 6131–79, Construcţii Civile, Industriale şi Agricole. Înălţimi de siguranţă şi alcătuirea parapetelor
[49] *** - STAS 10107/0–90, Construcţii Civile şi Industriale. Calculul şi acătuirea elementelor structurale din beton armat şi beton precomprimat
[50] *** - STAS 6054–77, Teren de fundare. Adâncimi maxime de îngheţ
[51] *** - STAS 3300/1–85, Teren de fundare. Principii generale de calcul
[52] *** - STAS 10101/2A1–78, Acţiuni în construcţii. Acţiuni datorate procesului de exploatare pentru construcţii civile şi industriale
[53] *** - Sistemul de cărămizi POROTHERM . Prezentare, Condiţii de proiectare. Instrucţiuni de utilizare.
[54] *** - STAS 10109/1-82, Construcţii civile industriale şi agricole. Lucrări de zidărie. Calculul şi alcătuireaelementelor.